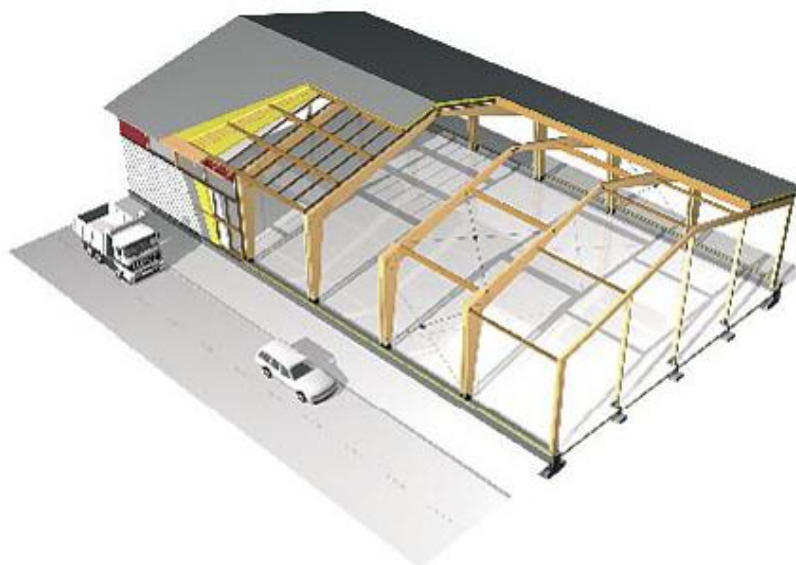


*М.А. Дымолазов*

*Деревянные конструкции.  
Клееные трехшарнирные рамы.  
Конструирование и расчет*

*Учебно-методическое пособие*



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ  
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

**КАЗАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

**М.А. Дымолазов**

**ДЕРЕВЯННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

**КЛЕЕННЫЕ ТРЕХШАРНИРНЫЕ РАМЫ  
КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ**

Учебно-методическое пособие

Казань  
2016

УДК 694.1

ББК 38.55

Д88

**Дымолазов М.А.**

Д88 Деревянные конструкции. Клееные трехшарнирные рамы. Конструирование и расчет: Учебно-методическое пособие / М.А.Дымолазов. – Казань: Изд-во Казанск. гос. архитектур.-строит. ун-та, 2016. – 89 с.

Печатается по решению Редакционно-издательского совета Казанского государственного архитектурно-строительного университета.

Пособие предназначено для студентов направления 08.03.01 «Строительство» и специальности 271101.65 «Строительство уникальных зданий и сооружений», изучающих дисциплину «Конструкции из дерева и пластмасс» при выполнении курсового, дипломного проектирования и выпускной квалификационной работы.

В учебно-методическом пособии приведены основы расчёта и конструирования ломаноклееных и гнутоклееных трехшарнирных рам. Описаны способы выполнения статического расчета традиционным ручным способом и с использованием программного комплекса «Лира САПР». Выполнение расчётов в программном комплексе «Лира САПР» позволит студентам не только сократить трудоемкий этап выполнения статического расчета, но и приобрести навык анализа результатов статического расчета, что очень важно при использовании современных программных комплексов. Приведены примеры выполнения конструирования и прочностных расчетов элементов и узлов деревянных конструкций рам вручную, справочные данные и графическая часть проектов.

**Рецензенты:**

Доцент кафедры конструкций из дерева, древесных композитов и пластмасс  
ННГАСУ **А.В.Крицин**

Главный инженер АО «Казанский ГИПРОНИИАВИАПРОМ» **Г.П.Никитин**

УДК 694.1

ББК 38.55

© Казанский государственный  
архитектурно-строительный  
университет, 2016  
© Дымолазов М.А., 2016

## Содержание

Введение .....	4
1. Общие сведения .....	5
1.1. Рекомендации по расчетам .....	5
1.2. Конструирование покрытий по рамам .....	12
2. Пример расчета ломаноклееной трехшарнирной рамы.....	15
2.1. Исходные данные.....	15
2.2. Определение геометрических характеристик.....	15
2.3. Сбор нагрузок.....	16
2.4. Статический расчет ломаноклееной рамы вручную .....	19
2.5. Статический расчет ломаноклееной рамы в ПК «Ли́ра».....	23
2.6. Подбор сечений и проверки элементов ломаноклееной рамы .....	37
2.6.1. Подбор сечений элементов ломаноклееной рамы.....	37
2.7. Расчеты узлов .....	41
2.7.1. Опорный узел .....	41
2.7.2. Коньковый узел.....	44
2.7.3. Карнизный узел.....	46
3. Пример расчета гнутоклееной трехшарнирной рамы.....	49
3.1. Исходные данные.....	49
3.2. Сбор нагрузок.....	50
3.3. Определение геометрических характеристик.....	53
3.4. Статический расчет гнутоклееной рамы вручную .....	54
3.5. Пример расчета гнутоклееной рамы в ПК «Ли́ра».....	58
3.6. Подбор и проверка сечений элементов гнутоклееной рамы.....	71
3.6.1. Подбор сечений элементов гнутоклееной рамы .....	71
3.6.2. Проверки элементов гнутоклееной рамы.....	72
3.7. Расчеты и конструирование узлов .....	74
3.7.1. Опорный узел .....	74
3.7.2. Коньковый узел.....	77
Литература.....	79
ПРИЛОЖЕНИЯ .....	80

## Введение

С развитием современных технологий в изготовлении клееных конструкций все чаще используются схемы рамного типа, в том числе значительных пролетов.

В настоящем пособии рассмотрены две наиболее применяемые конструкции рам – ломаноклееная и гнутоклееная, которые входят в курсовую работу по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» и используются при выполнении выпускной квалификационной работы бакалаврами по направлению «Строительство».

Активное использование современных информационных технологий в учебном процессе, особенно в трудозатратных разделах (в дисциплинах, связанных с конструированием - это выполнение статического расчета), позволяет более качественно решать главные задачи. В дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» главными задачами являются прочностные расчеты и конструирование узлов и элементов деревянных конструкций.

Современные расчетные комплексы позволяют провести расчеты очень сложных конструкций, но требуют достаточно большого внимания при реализации расчетной схемы этих конструкций. Расчетная схема должна соответствовать конструктивному решению, в противном случае весь расчет окажется бесполезным. Поэтому в пособии наряду с реализацией статического расчета в программном комплексе «Лира-САПР» (пошаговым выполнением последовательности такого расчета) приведены традиционные методы ручного статического расчета рам. Это позволит не только быстрее и точнее выполнять расчеты, но и, сравнивая с результатами полученными традиционным ручным счетом, приобрести навык анализа полученных результатов, уменьшить вероятность ошибок при создании расчетных схем. Умение анализировать полученные результаты расчетов и находить признаки не соответствия расчетной схемы и предполагаемого конструктивного решения позволит избежать ошибок в дальнейшем.

В приложении приведены необходимые справочные данные и примеры выполнения графической части по обеим схемам.

## 1. Общие сведения

### 1.1. Рекомендации по расчетам

Расчет деревянных рам производится в традиционной для строительных конструкций последовательности: геометрический расчет (компоновка геометрической формы, назначение и определение размеров, установление местоположения характерных точек рам); сбор нагрузок; выполнение статического расчета (определение усилий в необходимых точках от различных загрузений); формирование расчетных усилий; подбор и проверка сечений элементов; конструирование и расчет узлов.

#### Геометрический расчет

Геометрический расчет рамы заключается в определении длин элементов, углов наклона, координатных сечений и положения этих сечений. Угол наклона ригеля рамы зависит от многих требований, в том числе и от материала кровли.

Расчетные оси трехшарнирных рам, имеющих переменное сечение, для упрощения геометрического расчета удобно принимать параллельными наружным кромкам и проходящими **через центры их опорного и конькового узлов.**

Радиус кривизны гнутых участков гнутоклееных рам рекомендуется принимать близким к наименьшему допустимому, равному  $150\delta$ , где  $\delta$  толщина склеиваемых досок. Увеличение радиуса нерационально, так как уменьшает объем помещения.

Геометрический расчет гнутоклееной полурамы с углом наклона ригеля  $\alpha$ , радиусом выгиба  $r$ , с длиной прямых участков  $l_{ст}$ ,  $l_p$  можно производить с использованием следующих параметров (рис. 1.1):

$\gamma$  – центральный угол оси выгиба,  $\gamma = 90 - \alpha$  ;

$\beta$  - угол между радиусом, проходящим по биссектрисному сечению и осям стойки и ригеля,  $\beta = (90 + \alpha)/2$ ;

$\alpha_1$  - угол наклона касательной оси середины выгиба к осям стойки и ригеля  $\alpha_1 = (90 - \alpha)/2$ .

По ним определяются координаты характерных точек оси рамы на гнутом участке и задаются промежуточные точки, в которых будут находиться усилия.



## Нагрузки

Нагрузки на строительные конструкции, по методике расчета, принятой в нашей стране, по длительности воздействия подразделяются на постоянные и временные. К постоянным нагрузкам, в основном, относятся нагрузки от собственного веса конструкций, которые воздействуют все время существования самой конструкции. Они в большинстве случаев являются равномерно распределенными, линейными. Временные нагрузки могут быть кратковременными и длительно действующими. Для зданий основными временными будут являться снеговая и ветровая нагрузки. Характер (схемы) распределения временных нагрузок и их численные значения приведены в СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*.

### Снеговая нагрузка

В соответствии с пунктом 10.4 и приложением Г СП 20.13330.2011, при расчетах зданий с двухскатными покрытиями, к которым относятся здания с каркасом из рам, должны быть рассмотрены три схемы (варианта) приложения снеговой нагрузки  $S$  с соответствующими коэффициентами  $\mu$ . Вариант 1 – симметричная нагрузка (на всем пролете), вариант 2 – несимметричная нагрузка (с разной интенсивностью по скатам при углах наклона покрытия к горизонту между  $20^\circ$  и  $40^\circ$ ) и вариант 3 – несимметричная нагрузка (только на одном скате, на половине пролета). Схемы приведены на рис. 1.3.

Коэффициент  $\mu$  зависит от угла наклона покрытия к горизонту и равен 1 при угле  $30^\circ$ , 0 при угле  $60^\circ$ ; при промежуточных углах находится по линейной интерполяции между указанными значениями.

### Ветровая нагрузка

Ветровая нагрузка зависит от профиля и размеров здания. Схемы приложения и коэффициенты приведены в приложении Д СП20.13330.2011. Воздействие ветра на прямоугольные в плане здания с двухскатными покрытиями принципиально различается в зависимости от угла наклона покрытия. Схемы приложения ветровой нагрузки при угле наклона покрытия меньше  $30^\circ$  и угле наклона покрытия больше  $30^\circ$



приведены на рис. 1.4. С наветренной стороны при малых углах приподнимает покрытие, при больших – пригружает.

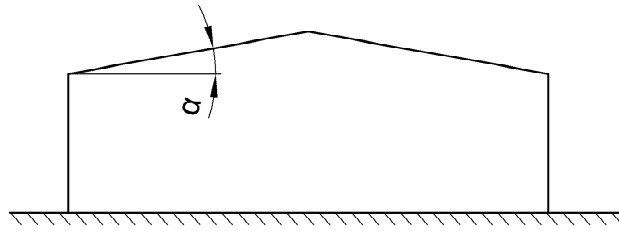
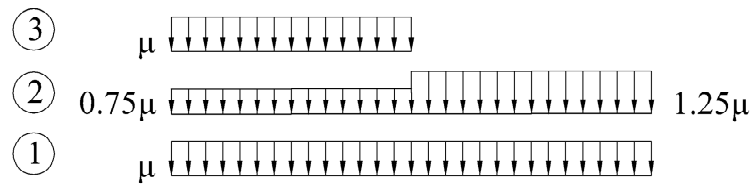
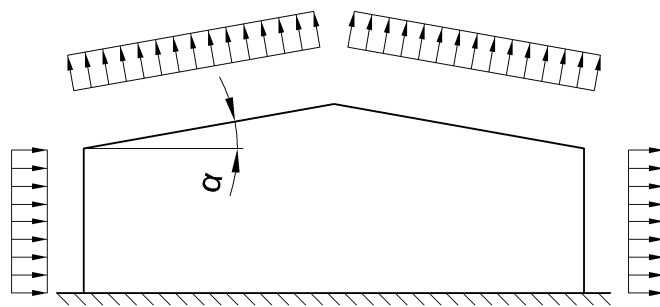


Рис. 1.3. Распределение снеговой нагрузки для кровли двухскатной формы.

а)  $\alpha \leq 30^\circ$



б)  $\alpha > 30^\circ$

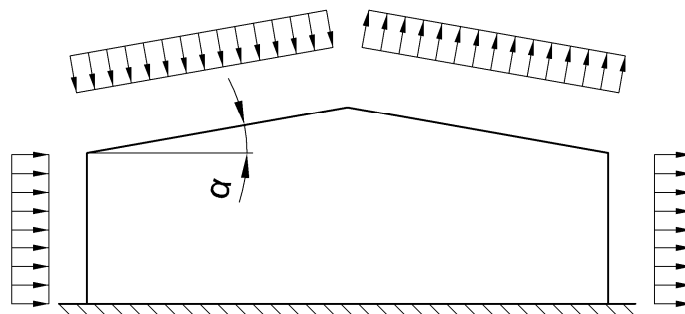


Рис. 1.4. Ветровая нагрузка на здания с двухскатными покрытиями

## Постоянная нагрузка

Постоянная нагрузка складывается из собственного веса самого покрытия, при прогонных покрытиях учитывается вес кровельного пирога (гидроизоляции пароизоляции и т.д.), настила, утеплителя, прогонов.

В беспрогонных кровлях – это вес кровельных панелей и вес кровельного пирога. Кроме того, учитывается собственный вес самой несущей конструкции, в данном случае - собственный вес рамы, хотя сечения её неизвестны. В этом случае используется накопленный опыт проектирования, т.е. используется коэффициент собственного веса (приводится в справочниках проектировщика), по которому предварительно принимается собственный вес рамы.

Сбор нагрузок выполняется в табличной форме, где перечисляются все учитываемые слои, подсчитывается нормативная нагрузка по толщине и плотности слоя, и вычисляется расчетная нагрузка путем перемножения нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке. Коэффициенты надежности по нагрузке приведены в табл. 7.1 СП20.13330.2011. Так, для стальных элементов коэффициент надежности по нагрузке равен 1.05, для железобетонных (тяжелых), каменных, армокаменных и деревянных конструкций – 1.1, для изоляционных, выравнивающих и отделочных слоев, выполняемых на строительной площадке, самый большой – 1.3.

## Статический расчет

Статический расчет трехшарнирных гнутоклееных и ломаных рам заключается в определении вертикальных (R) и горизонтальных (H) опорных реакций, расчетных усилий в наиболее опасных (назначенных) сечениях (M, N, Q).

Расчетные усилия от ветровой нагрузки в большинстве рам являются незначительными и не превышают 20% от суммарных, а изгибающие моменты от ветра в ригелях имеют противоположный знак по отношению к моментам от постоянной и снеговой нагрузок, т.е. разгружают ригель.

В связи с этим часто ветровой нагрузкой пренебрегают.

Для изгибающих моментов наиболее опасно карнизное сечение.

Для продольных сил наиболее характерны четыре сечения:

- опорное  $N=R$ ;
- карнизное  $N = R \sin\alpha + H$ ;

- в коньке  $N=H$ ;
- в середине ригеля.

Поперечные силы определяются только там, где они необходимы для расчета узлов:

- в опорном узле  $Q=H$ ;
- в коньковом узле при несимметричных нагрузках  $Q=R-Sl/2$ , при симметричных загрузках  $Q=0$ .

Выполняется статический расчет вручную или с применением расчетных комплексов. Трехшарнирные рамы являются статически определимыми системами, определение усилий в них не представляет большой сложности. Используются приемы технической и строительной механики: метод вырезания узлов с составлением уравнений равновесия, метод моментных точек и т.д.

Полученные в результате статического расчета усилия в назначенных сечениях рамы сводят в таблицу и определяют расчетные сочетания нагрузок (РСН) либо расчетные сочетания усилий (РСУ). Это связано с тем, что временные нагрузки должны быть учтены в нескольких вариантах и в сочетаниях с постоянной нагрузкой. Вероятностный характер временных нагрузок (снег может быть или не быть, ветер может воздействовать совместно со снегом или отдельно и т.д.) учитывается методикой сочетания нагрузок, записанной в п.6. СП 20.13330.2011. Задача проектировщика: отыскать возможную наиболее неблагоприятную комбинацию воздействий на конкретный элемент или узел. Для этого все усилия от временных нагрузок ранжируются с учетом реальной возможности сочетания. Например, ветер одновременно не может дуть слева направо и справа налево, а снег не может одновременно быть приложен на всем пролете и на одной половине пролета и т.д. Далее они суммируются с усилиями от постоянной нагрузки с учетом коэффициентов сочетания (наибольшее усилие от одной временной нагрузки с коэффициентом 1, меньшее от другой, с пониженным коэффициентом, и так далее).

#### Подбор и проверка сечений элементов

Ширина сечений рам принимается, как правило, одинаковой и **не более 25 см**, чтобы избежать необходимости стыкования досок по ширине.

Требуемая высота сечения определяется по формуле:

$$h_{тр} = (1.5 \cdot Q) / (b \cdot R_{ск}).$$

Эта формула вытекает из формулы Журавского:

$$\tau = (Q \cdot S) / (b \cdot I).$$

Высоту сечения в ригелях гнутоклееной и ломаной рам определяют по максимальному изгибающему моменту. Продольную силу при подборе параметров сечения не учитывают, как незначительно влияющую на предварительное определение размеров сечения. Вычисляют требуемый момент сопротивления с коэффициентом  $k = 0.7 \div 0.8$ , который и учитывает влияние продольной силы:

$$W_{mp} = \frac{M}{0.8 R_u},$$

затем определяют предварительную высоту сечения:

$$h_{mp} = \sqrt{\frac{6W}{b}}.$$

Окончательно высота сечения принимается кратной толщине досок. Высоты конькового и опорного узлов следует принимать одинаковыми.

Проверка прочности производится на комбинацию расчетных усилий  $M$  и  $N$ , приложенных к геометрической оси этого сечения в половине его высоты. Эти усилия получают путем переноса соответствующих усилий, определенных обычно относительно расчетной оси рамы на нейтральную ось сечения (рис. 1.5.).

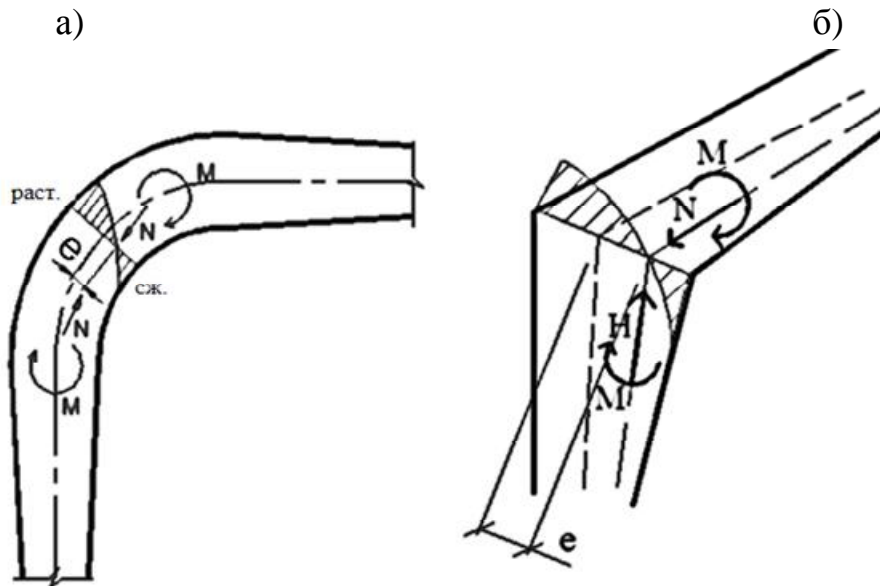


Рис. 1.5. Схемы карнизных узлов:  
а) гнутая рама; б) ломаная рама

Расстояние между этими сечениями – «е» (эксцентриситет) определяется в зависимости от высоты опорного и карнизного сечений из выражения:  $e = (h-h_0)/2$ . При этом продольная сила  $N$  сохраняет свое значение, а изгибающий момент  $M_0$  уменьшается до величины:

$$M = M_0 - N \cdot e.$$

Проверка прочности принятого сечения производится по формулам:

$$s_p = \frac{N}{A} - \frac{M_D}{W_p} \leq R_p; \quad M_D = \frac{M}{x}; \quad x = 1 - \frac{NI^2}{3000R_c A};$$

$$s_c = \frac{N}{A} + \frac{M_D}{W_c} \leq R_c; \quad j = \frac{3000 \cdot k + N}{I^2}; \quad k = 0.07 + 0.93 \frac{h_0}{h}.$$

## **1.2. Конструирование покрытий по рамам**

Для рам определяем угол наклона ската к горизонту  $\alpha \approx (10 \div 15)^\circ$  (рис 1.6 и 1.7).

Длина ската определяется с учетом свеса кровли, который принимается  $b_{св} \geq 75$  см от оси стоек, т.е. длина ската равна  $S = (l/2 + b_{св}) / \cos \alpha$ .

При этом фактический свес будет определен позже, после назначения других размеров и за вычетом половины высоты сечения колонны, высоты прогона, толщины обшивочных досок или профнастила.

Шаг прогонов назначается либо по их количеству (шагов прогонов)  $b_{п} = S/n_{ш.п.}$ , где  $n_{ш.п.}$  - количество шагов прогонов, либо конструктивно по параметрам настила.

Удлинение ската кровли выполняется при помощи кобылок 5 (рис. 1.6, 1.7), устанавливаемых в виде двусторонних консольных досок на болтах или гвоздях.

Устройство свеса для гнутых рам приведено на рис. 1.6, причем при применении профилированного настила для кровли и стенового ограждения торцы кровли могут быть обустроены в виде гнутых нащельников из такого же тонколистового металла, как профнастил, применяемого в наше время для сливов, карнизных и коньковых профилей и других деталей.

С правой стороны схем (рис. 1.6 и 1.7) показаны варианты исполнения зданий с утепленными панелями, ширина которых уже может приниматься до 1.5 и даже 3 м кратно длине ската.

Нижние ряды стеновых панелей (у земли) для защиты от механических повреждений могут выполняться с одной или обеих сторон с обшивкой из более прочных и долговечных материалов вместо фанеры, например, из стеклопластика.

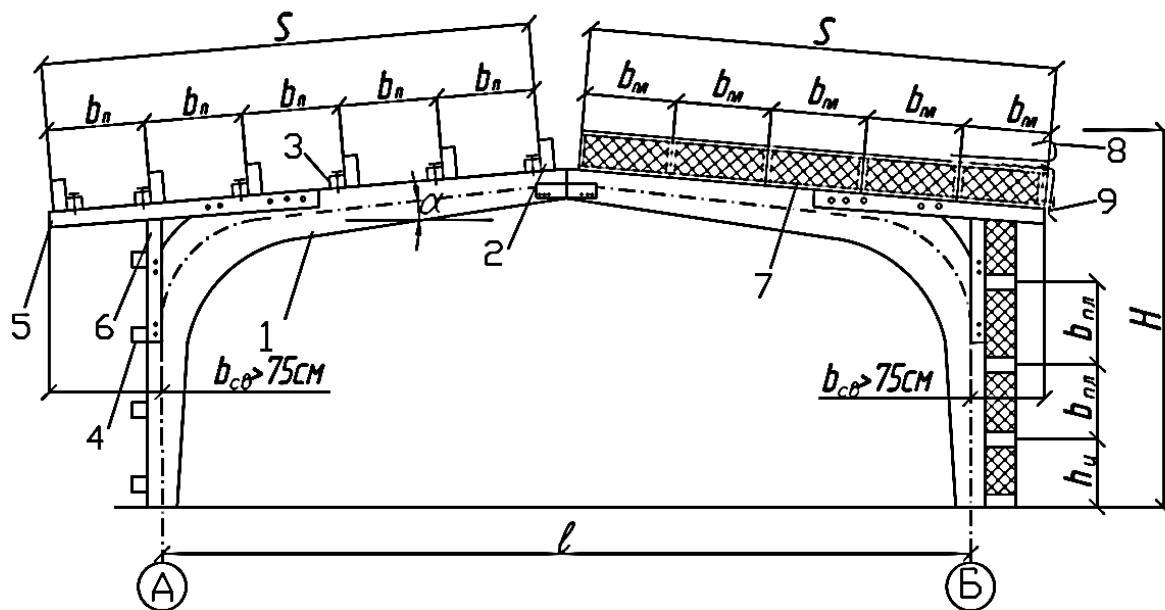


Рис. 1.6. Конструктивная схема ограждающих конструкций по гнутоклееным рамам:

1 – рама; 2 – прогон покрытия; 3 – бобышки; 4 – прогоны стенового ограждения; 5 – кобылки покрытия; 6 – кобылки стены; 7 – трёхслойная панель; 8 – рулонная кровля; 9 – слив

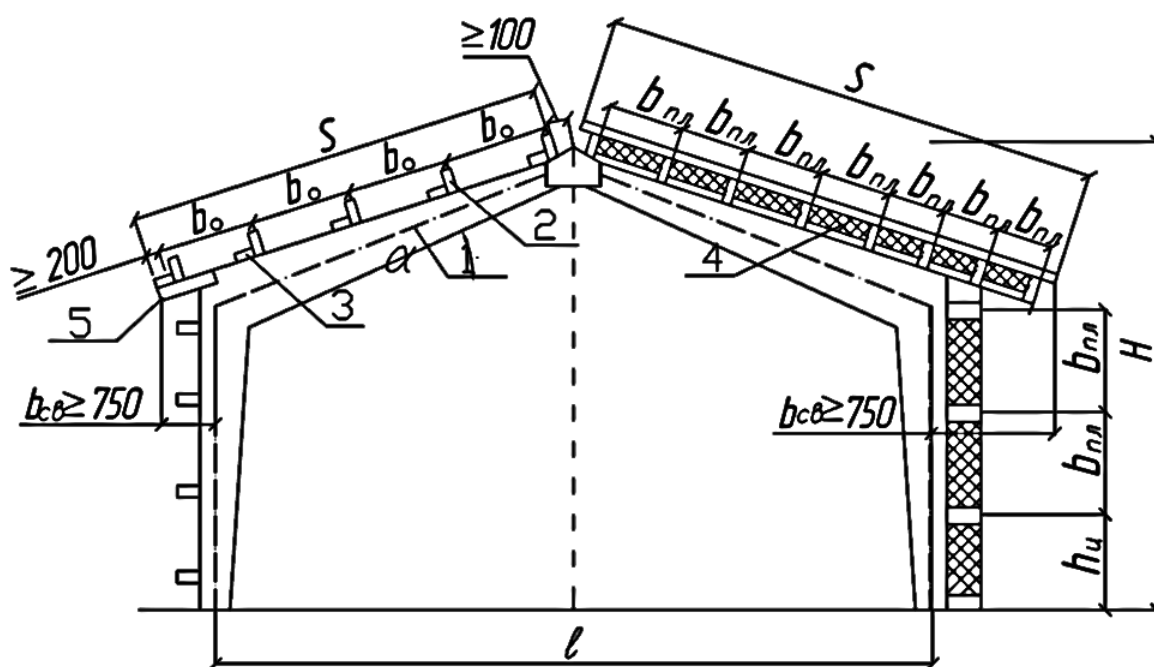


Рис. 1.7. Конструктивная схема ограждающих конструкций зданий с прямолинейным очертанием кровли: 1 – верхний пояс(кромка); 2 – прогон кровли; 3 – бобышки; 4 – трёхслойная панель; 5 – кобылка

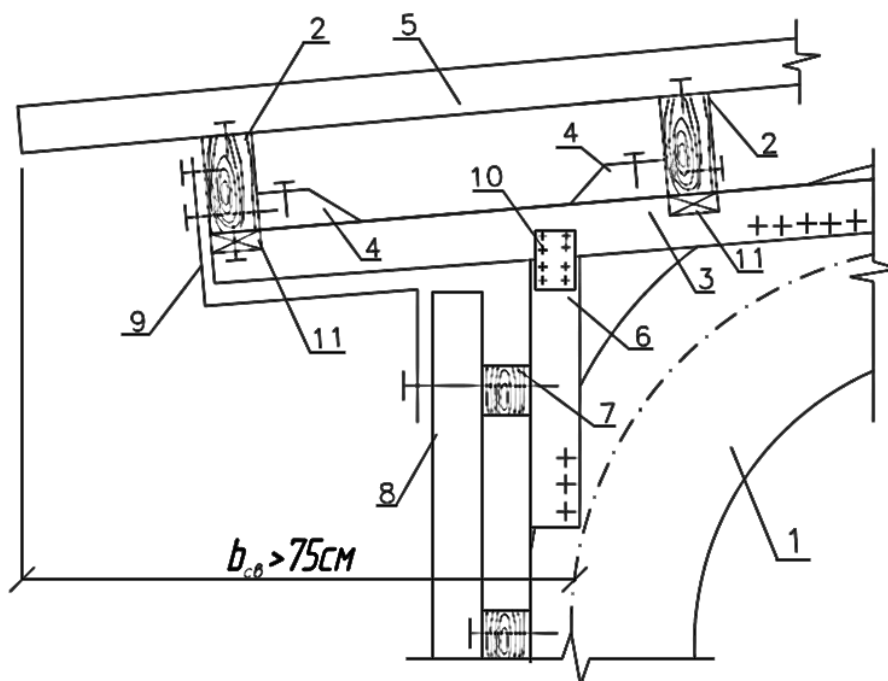


Рис. 1.8. Конструктивное решение примыкания кровли и стен к гнукотклееной раме:  
 1 – рама; 2 – прогон покрытия; 3 – кобылка; 4 – бобышка; 5 – профнастил покрытия;  
 6 – кобылка стены; 7 – прогон стены; 8 – профнастил стены; 9 – нащельник;  
 10 – пластина; 11 – упоры

Конструирование покрытий и узлов примыкания кровли к стеновому ограждению для других схем с рамами может производиться с учетом требований вышерассмотренных и по рис. 1.6 - 1.8.

## 2. Пример расчета ломаноклееной трехшарнирной рамы

### 2.1. Исходные данные

Требуется запроектировать утепленное складское помещение с несущими конструкциями из ломаноклееных рам. Рама имеет пролет  $L=18\text{м}$ , высоту в коньке  $f=6,8\text{м}$  шаг рам  $B = 5\text{м}$ . Здание 2 уровня ответственности (в соответствии с ГОСТ Р 54257-2010 «Надежность строительных конструкций и оснований»), что соответствует "нормальному" уровню ответственности по классификации «Технического регламента о безопасности зданий и сооружений». Коэффициент надежности по ответственности здания  $\gamma_n=1$ . Кровля утепленная из клефанерных панелей. Район строительства – Казань, это соответствует IV снеговому району.

Клефанерные панели имеют размеры  $1,5 \times 5\text{ м}$ , укладываются непосредственно на раму.

### 2.2. Определение геометрических характеристик

Угол наклона ригеля:  $\alpha=15^\circ$

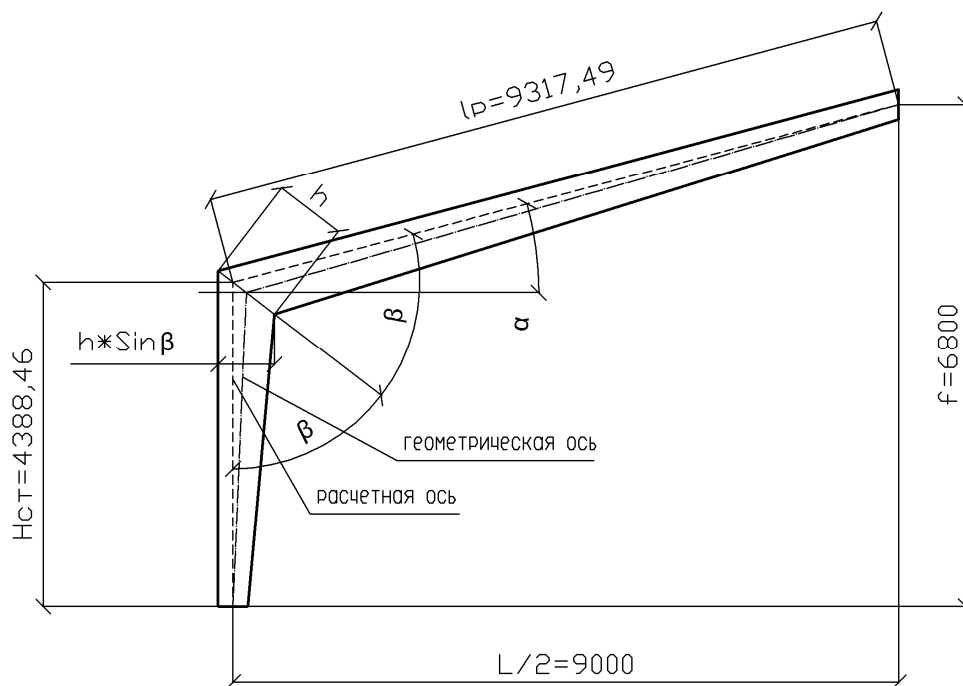


Рис. 2.1. Конструктивная схема рамы



Угол между осью стойки или ригеля и сечением, проходящим по биссектрисе между осями стойки и ригеля:

$$\beta = (90 + \alpha) / 2 = (90 + 15) / 2 = 52.5^\circ.$$

$$\text{Условная длина стойки: } H_{\text{ст}} = f - l/2 * \text{tg}\alpha = 6.8 - 18/2 * \text{tg}15^\circ = 4,388 \text{ м.}$$

$$\text{Длина полуригеля: } l_p = (l/2) / \cos\alpha = 9 / \cos 15 = 9,317 \text{ м.}$$

$$\text{Длина полурамы: } l_{\text{пр}} = H_{\text{ст}} + l_p = 4,388 + 9,317 = 13,705 \text{ м.}$$

Ось полурамы разбиваем на 5 сечений.

Таблица 2.1

№	X, м	Y, м
1	0	0
2	0	4,39
3	2,99	5,19
4	5,99	5,99
5	9	6,8

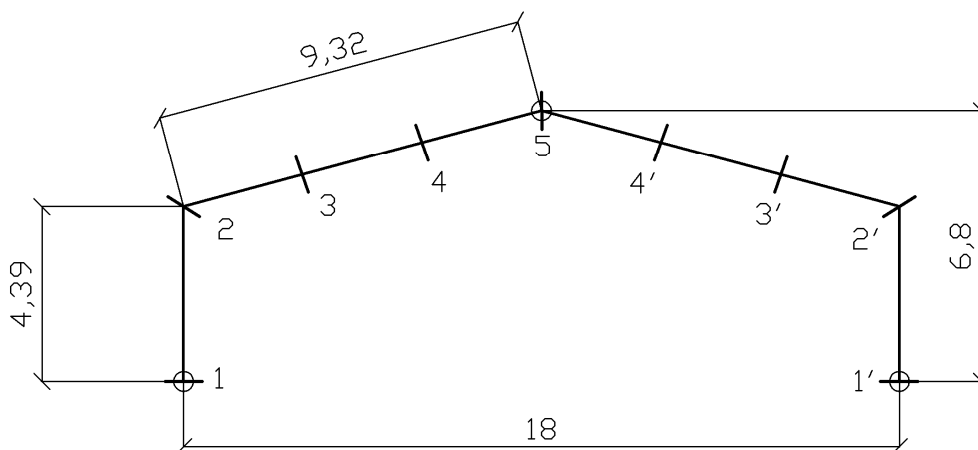


Рис. 2.2. Расчетная схема рамы

### 2.3. Сбор нагрузок

#### Постоянная нагрузка

Постоянная нагрузка на раму будет складываться из нагрузки от кровельных панелей и собственного веса рамы. Вес кровельной утепленной панели подсчитывается отдельно, здесь этот расчет мы не приводим, используем уже подсчитанные нормативную и расчетную нагрузки.

Собственный вес рамы определяем по коэффициенту собственного веса. Этот коэффициент для ломаноклееных рам по справочным данным находится в пределах от 5 до 7. Принимаем  $k_{cb}=6$  и подсчитываем собственный вес рамы (нормативную нагрузку):

$$q_b = (g^H + s^H) / (1000 / k_{cb} * l - 1) = (1.8 + 1.68 * 5) / (1000 / 6 * 18 - 1) = 1.23 \text{ кН/м},$$

здесь  $g^H$  – нормативная нагрузка от покрытия (кровельной утепленной панели),  $s^H$  – нормативная снеговая нагрузка, равная  $0.7 * 2.4 \text{ кПа} = 1.68 \text{ кПа}$  с учетом ширины грузовой площади рамы (шага рам 5 м).

Таблица 2.2

#### Сбор постоянной нагрузки

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	$\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м
Вес утепленного покрытия – кровельной панели	1.8		2.06
Собственный вес рамы, $q$	1.23	1.1	1.35
Итого	3.03		3.41

#### Ветровая нагрузка

При заданных геометрических размерах рамы  $l \approx 20$  м, углу наклона кровли  $15^\circ$  и высоте стойки  $H \approx 5$  м ветровая нагрузка не учитывается, так как воздействие ветра на вертикальные элементы рамы незначительно, а на ригеле ветровое воздействие уменьшает усилие, т.е разгружает его.

#### Снеговая нагрузка

Снеговая нагрузка определяется согласно п.п. 10.1-10.12 действующего СП 20.13330.2011. Нормативная снеговая нагрузка определяется согласно п. 10.4 СП 20.13330.2011:

$$S_0 = 0.7 * S_g.$$

Здесь  $S_g$  – вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$ , который принимается по табл. 10.1 СП 20.13330.2011 в зависимости от снегового района места строительства. По карте 1 приложения Ж определяется снеговой район места строительства. В нашем случае Казань соответствует IV снеговому району, следовательно вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$   $S_g = 2.4 \text{ кПа}$ , что соответствует  $2.4 \text{ кН/м}^2$ .

Нормативная снеговая нагрузка  $S_0 = 0.7 * S_g = 0.7 * 2.4 \text{ кН/м}^2 = 1.68 \text{ кН/м}^2$ .

Расчетная снеговая нагрузка вычисляется по выражению:

$$S = S_0 * c_e * c_t * \mu * \gamma_f.$$

Значение коэффициента  $c_e$ , (коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра) согласно пунктам 10.5 и 10.6 СП 20.13330.2011, принимается с учетом уклона покрытия здания и средней скорости ветра за три наиболее холодных месяца. В нашем случае при уклоне покрытия свыше 20% (угол в 15° соответствует уклону 26.8%) независимо от средней скорости ветра за три наиболее холодных месяца коэффициент  $c_e = 1$ .

Коэффициент  $\mu$  (коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие) определяется, согласно приложению Г, с учетом типа и угла наклона покрытия (ската кровли). Для нашего типа покрытия (двухскатное покрытие с углом 15°) коэффициент  $\mu = 1$ .

Термический коэффициент  $c_t$  принимается согласно пункту 10.10 СП 20.13330.2011. Так как покрытие здания утепленное, то  $c_t = 1$ .

Коэффициент надежности по снеговой нагрузке  $\gamma_f$ , согласно пункту 10.12 СП 20.13330.2011 принимается равным 1,4.

Таким образом, расчетная снеговая нагрузка:

$$S = S_0 * c_e * c_t * \mu * \gamma_f = 1.68 * 1 * 1 * 1 * 1.4 = 2.352 \text{ кН/м}^2.$$

С учетом ширины грузовой площади рамы (рамы располагаются с шагом  $B=5\text{м}$ ) нормативная погонная нагрузка на ригель рамы составит  $1.68 \text{ кН/м}^2 * 5\text{м} = 8.4 \text{ кН/м}$ , расчетная погонная нагрузка на ригель рамы  $2.352 \text{ кН/м}^2 * 5\text{м} = 11.96 \text{ кН/м} \approx 12 \text{ кН/м}$ .

В соответствии с требованиями приложения Г СП 20.13330.2011 для зданий с односкатными и двухскатными покрытиями и углом наклона покрытия меньше 20° обязательным является учет приложения симметричной снеговой нагрузки – на всем пролете здания.

Кроме того, по требованию пункта 10.4 СП 20.13330.2011, рассматривается приложение снеговой нагрузки на одной половине пролета. Таким образом, в статическом расчете должны быть учтены одна постоянная нагрузка и три варианта снеговой нагрузки. Схема приложения снеговых нагрузок приведена на рис. 2.3.

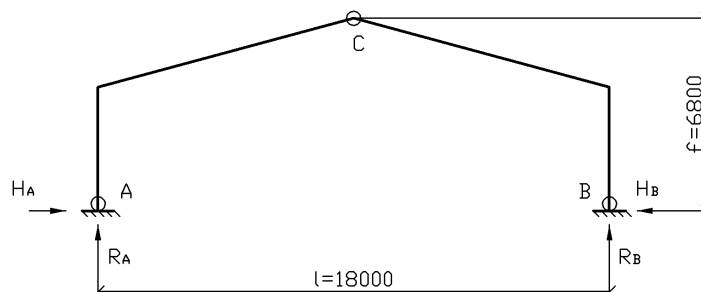
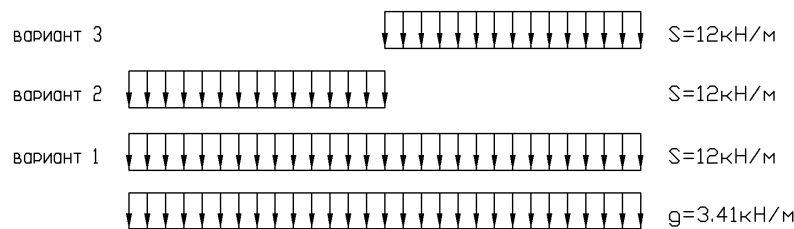


Рис. 2.3. Схема приложения снеговых нагрузок на раму

## 2.4. Статический расчет ломаноклееной рамы вручную

Для сокращения выполняемых расчетов используем симметрию расчетной схемы и начинаем расчет с варианта нагружения не симметричной снеговой нагрузкой на левой половине рамы, т.е с варианта 2.

1. Снеговая нагрузка на левой половине рамы  $S=12$  кН/м.

Пролет  $L=18$ м.

Высота рамы в коньке  $f=6.8$ м.

Находим опорные реакции: вертикальную у левой опоры:

$$R_A = 3 \cdot S \cdot l / 8 = 3 \cdot 12 \cdot 18 / 8 = 81 \text{ кН}$$

и горизонтальную опорную реакцию у левой опоры:

$$H_A = (S \cdot l^2) / (16 \cdot f) = (12 \cdot 18^2) / (16 \cdot 6.8) = 35.735 \text{ кН.}$$

Составляя уравнения равновесия для части рамы до рассматриваемого сечения, находим изгибающие моменты:

$$M_1 = 0 \text{ кН*м; } X_2 = 0 \text{ м; } Y_2 = 4.39 \text{ м;}$$

$$M_2 = R_A \cdot X_2 - H_A \cdot Y_2 = 81 \cdot 0 - 35.735 \cdot 4.39 = -156.877 \text{ кН*м;}$$

$$X_3 = 2.99 \text{ м; } Y_3 = 5.19 \text{ м;}$$

$$M_3 = R_A \cdot X_3 - H_A \cdot Y_3 - (S \cdot X_3^2) / 2 = 81 \cdot 2.99 - 35.735 \cdot 5.19 - (12 \cdot 2.99^2) / 2 = 3.085 \text{ кН*м;}$$

$$X_4 = 5.99 \text{ м; } Y_4 = 5.99 \text{ м;}$$

$$M_4 = R_A \cdot X_4 - H_A \cdot Y_4 - (S \cdot X_4^2) / 2 = 81 \cdot 5.99 - 35.735 \cdot 5.99 - (12 \cdot 5.99^2) / 2 = 55.857 \text{ кН*м;}$$

$$M_5 = 0 \text{ кН*м.}$$

Аналогично, по уравнениям равновесия находим продольные и поперечные силы:

$$N_1=R_A = 81\text{кН}; N_5=H_A = 35.735\text{кН};$$

$$Q_1=H_A = 35.735\text{кН}; Q_5=R_A-S*l/2 = 81-12*18/2 = -27\text{кН}.$$

Перерезывающая сила  $Q_2$  и  $N_2$  в сечении "2" с максимальным моментом:

$$Q_2=R_A*\sin\beta-H_A*\cos\beta = 81*\sin52.5-35.735*\cos52.5 = 42.508\text{кН}.$$

$$N_2=R_A*\cos\beta+H_A*\sin\beta = 81*\cos52.5+35.735*\sin52.5 = 77.66\text{кН}.$$

2. Снеговая нагрузка на правой половине рамы:

Рассмотрим правую половину рамы. Вычисляем опорные реакции:

$$R_B = S*l/8 = 12*18/8 = 27\text{кН};$$

$$H_B=(S*l^2)/(16*f) = (12*18^2)/(16*6.8) = 35.735\text{кН}.$$

Изгибающие моменты для расчетных точек на правой полураме:

$$M_1 = 0 \text{кН*м}; 0\text{кН*м}; X_2 = 0\text{м}; Y_2 = 4.39\text{м};$$

$$M_2 = -H_B*Y_2 = -35.735*4.39 = -156.877\text{кН*м};$$

$$X_3 = 2.99\text{м}; Y_3 = 5.19\text{м};$$

$$M_3 = R_B*X_3 - H_B*Y_3 = 27*2.99 - 35.735*5.19 = -104.735\text{кН*м};$$

$$X_4 = 5.99\text{м}; Y_4 = 5.99\text{м};$$

$$M_4 = R_B*X_4 - H_B*Y_4 = 27*5.99 - 35.735*5.99 = -52.323\text{кН*м};$$

$$M_5 = 0\text{кН*м}.$$

Продольные и поперечные силы для расчетных точек на правой полураме:

$$\text{Угол } \beta = 52.5^\circ.$$

$$N_1 = R_B = 27 \text{кН}; 27\text{кН};$$

$$N_2 = R_B*\cos\beta + H_B*\sin\beta = 27*\cos52.5 + 35.735*\sin52.5 = 44.787\text{кН};$$

$$N_5 = H_B = 35,74 \text{кН}; 35.735\text{кН};$$

$$Q_1 = H_B = 35,74 \text{кН}; 35.735\text{кН};$$

$$Q_2 = R_B*\sin\beta - H_B*\cos\beta = 27*\sin52.5 - 35.735*\cos52.5 = -0.334\text{кН};$$

$$Q_5 = R_B = 27\text{кН}.$$

Для получения усилий от снеговой нагрузки по варианту 3 (несимметричная нагрузка на правой половине рамы) воспользуемся симметричностью рамы, и рассчитанные усилия перепишем «зеркально», т.е. усилия для расчетной точки 1 при загрузке несимметричной снеговой нагрузкой на правой половине рамы будут равны усилиям для точки 1' при загрузке несимметричной снеговой нагрузкой на левой половине рамы.

Для получения усилий от снеговой нагрузки по варианту 1 (симметричная нагрузка на всем пролете рамы) сложим уже полученные усилия в соответствующих точках в результате расчета при загрузении снеговой нагрузкой на левой и на правой половине рамы.

Эти расчеты более наглядно выполнять в табличной форме (табл. 2.3).

Таблица 2.3

№ сечения	Снеговая нагрузка $s=12$ кН/м		
	слева	справа	на всем пролете (сумма)
Изгибающие моменты $M$ , кН*м			
1	0	0	0
2	-156.88	-156.88	-313.754
3	3.085	-104.74	-101.65
4	55.857	-52.323	3.534
5	0	0	0
Продольные силы $N$ , кН			
1	81	27	108
2	77.66	44.787	122.447
5	35.735	35.735	71.47
Поперечные силы $Q$ , кН			
1	35.735	35.735	71.47
2	42.508	-0.334	42.174
5	-27	27	0

Усилия от постоянной нагрузки определяем умножением усилий от симметричной (двухсторонней) снеговой нагрузки на коэффициент:

$$k = q/S = (3,41/\text{Cos}15^\circ)/12 = 3,53 \text{ кН/м} / 12 \text{ кН/м} = 0,294.$$

Здесь учитываем, что нагрузка от собственного веса покрытия приложена по скату, а в расчете используем горизонтальную проекцию.

Окончательно результаты статического расчета представлены в табл. 2.4.

Таблица 2.4

№ сечения	Постоянная нагрузка $g = 3.41$ кН/м ( $k = 0.294$ )	Снеговая нагрузка $s=12$ кН/м		
		Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3
		на всем пролете	слева	справа
Изгибающие моменты $M$ , кН*м				
1	0	0	0	0
2	-89.158	-313.75	-156.877	-156.88
3	-28.886	-101.65	3.085	-104.74
4	1.004	3.534	55.857	-52.323
5	0	0	0	0

Продольные силы N, кН				
1	30.69	108	81	27
2	34.795	122.447	77.66	44.787
5	20.309	71.47	35.735	35.735
Поперечные силы Q, кН				
1	20.309	71.47	35.735	35.735
2	11.984	42.174	42.508	-0.334
5	0	0	-27	27

### Расчетные сочетания усилий

Для получения расчетных усилий, по которым будет производиться подбор и проверка элементов рамы, конструирование и расчет узлов, необходимо найти комбинации усилий от постоянных и временных нагрузений, которые будут наиболее опасными. В нашем случае присутствует только один тип временной нагрузки (снеговая), но разных вариантов, поэтому будем находить максимальные значения усилий в вариантах снеговой нагрузки (с учетом знака) и суммировать с усилиями от постоянной нагрузки.

Определение расчетных усилий сводим в таблицу (табл. 2.5).

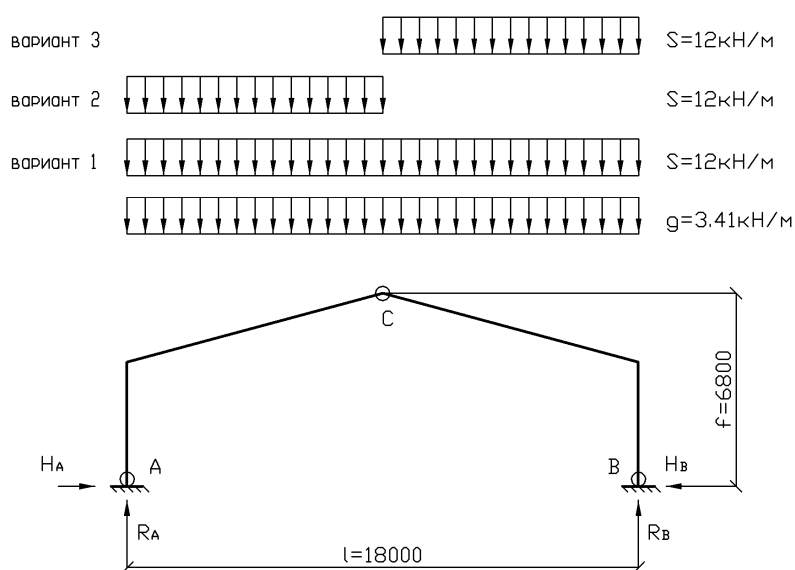
Таблица 2.5

№ сечения	Постоянная нагрузка	Снеговая нагрузка			Расчетные усилия
		Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3	
Изгибающие моменты M, кН*м					
1	0	0	0	0	$0+0=0$
2	-89.158	-313.75	-156.877	-156.88	$-89.158+-313.754 = -402.912$
3	-28.886	-101.65	3.085	-104.74	$-28.886+-104.735 = -133.621$
4	1.004	3.534	55.857	-52.323	$1.004+55.857 = 56.861$
5	0	0	0	0	$0+0=0$
Продольные силы N, кН					
1	30.69	108	81	27	$30.69+108 = 138.69$
2	34.795	122.447	77.66	44.787	$34.795+122.447 = 157.242$
5	20.309	71.47	35.735	35.735	$20.309+71.47 = 91.779$
Поперечные силы Q, кН					
1	20.309	71.47	35.735	35.735	$20.309+71.47 = 91.779$
2	11.984	42.174	42.508	-0.334	$11.984+42.508 = 54.492$
5	0	0	-27	27	$0+27 = 27$


## 2.5. Статический расчет ломаноклееной рамы в ПК «Лира»

### Шаг 1. Исходные данные

Запроектировать трехшарнирную ломаноклееную раму, пролет рамы  $L=18\text{м}$ , высота  $h=6,8\text{м}$   $B=5$ . Рама проектируется для отопливаемого склада готовой продукции. Район строительства – г. Казань. Материал – сосна 2-го сорта. В результате компоновки поперечной рамы получена расчетная схема, приведенная на рис.2.4.



### Шаг 2. Составление новой задачи

Для создания новой задачи выполните пункт меню **Файл** **o** **Новый** (кнопка  на панели инструментов).

В появившемся диалоговом окне **Признак схемы** (рис.2.5) задайте следующие параметры:

- Ø имя создаваемой задачи – **Трехшарнирная рама** (шифр задачи по умолчанию совпадает с именем задачи);
- Ø признак схемы – **2 – Три степени свободы в узле (два перемещения и поворот) X0Z**.

После этого щелкните по кнопке **Подтвердить** (рис. 2.5).



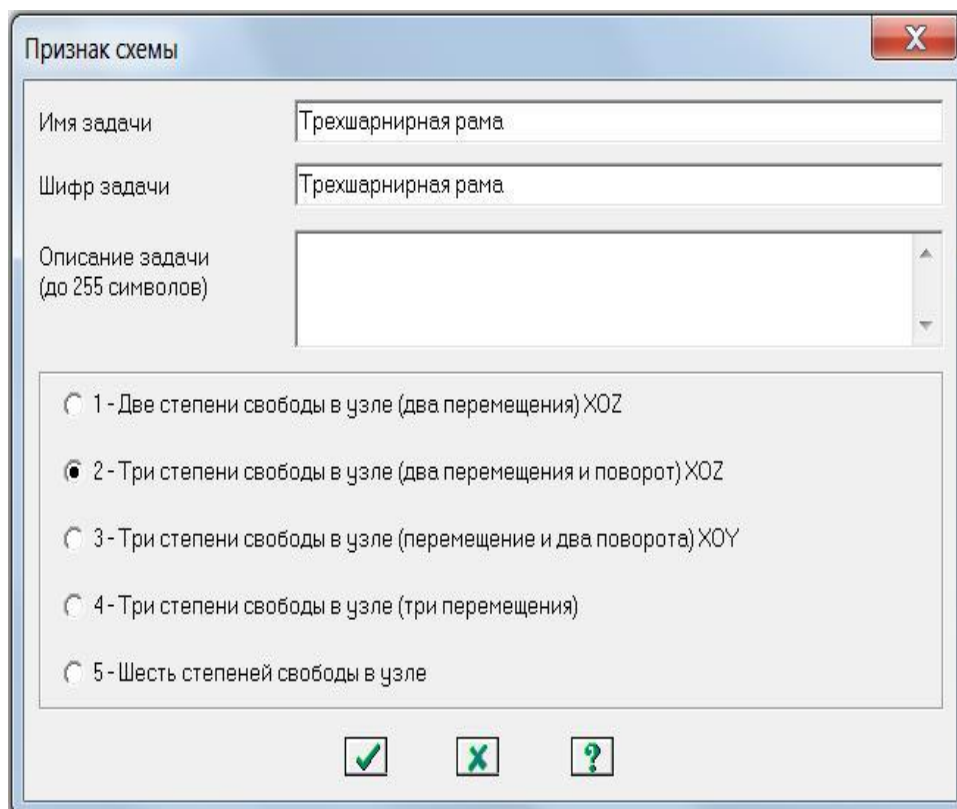


Рис. 2.5. Диалоговое окно **Признак схемы**

### Шаг 3.Создание геометрической схемы

Координаты точек рамы можно задавать вручную из табл. 2.1, а для более точного определения M,N,Q количество точек можно принять больше  $10 \neq 15$ .

1: X=0; Y=0; Z=0,


2: X=0; Y=0; Z=4.39,

3: X=9; Y=0; Z=6.8,

4: X=18; Y=0; Z=4.39,

5: X=18; Y=0; Z=0.

Ø Вызовите диалоговое окно **Добавить узел** с помощью меню **Схема** ⌵

**Корректировка** ⌵ **Добавить узел** (кнопка  на панели инструментов).

Ø Выберите вкладку **по координатам** и в строках значений введите данные, которые представлены ниже:

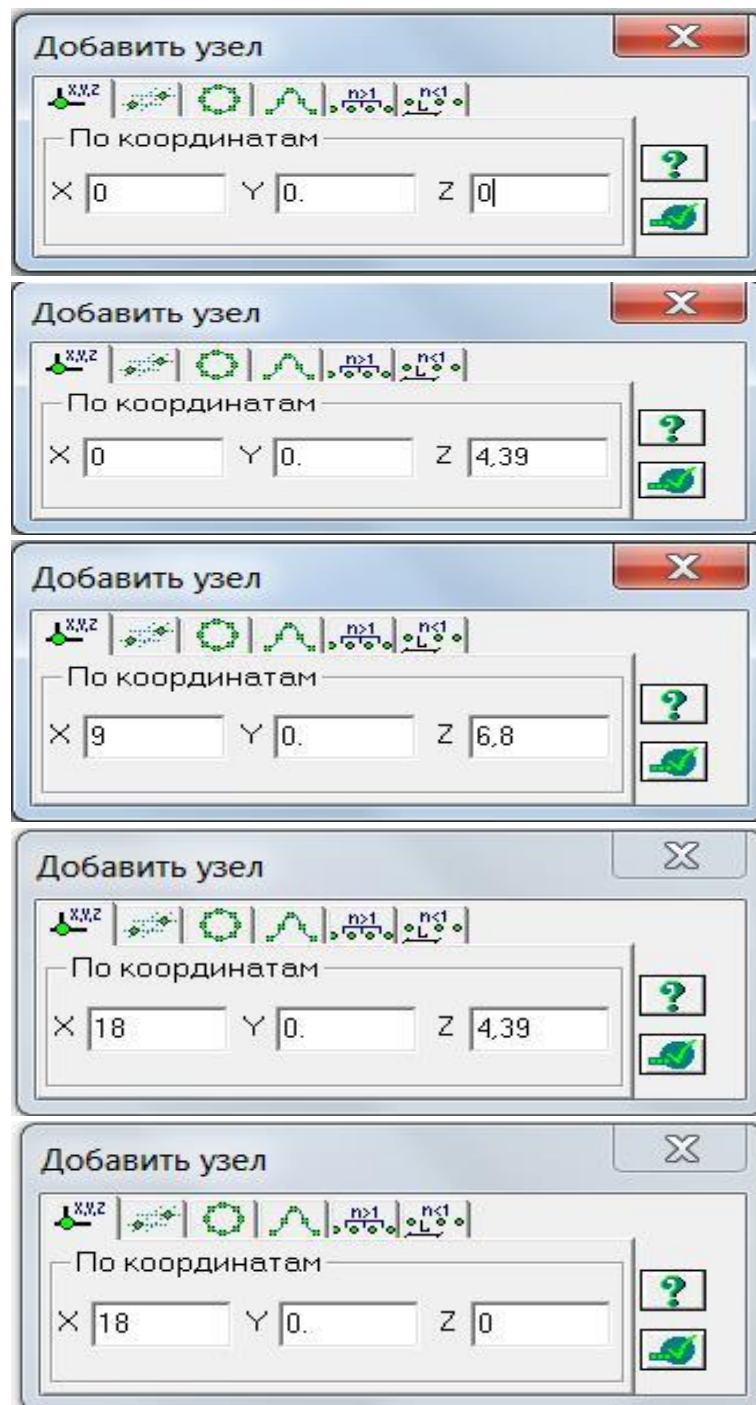
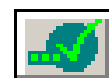



Рис. 2.6. Диалоговое окно **Добавить узел**

Ø После каждого ввода координат щелкните по кнопке **Применить**.



- Ø Для создания стержней выполните пункт меню **Схема** ▾ **Корректировка** ▾ **Добавить элемент** (кнопка  на панели инструментов).
- Ø Выберите вкладку **Добавить стержень** (рис 2.7), и с помощью курсора соедините построенные ранее узлы (рис 2.8)

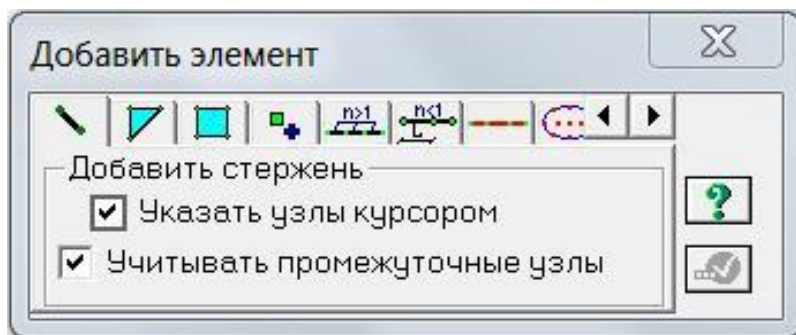


Рис. 2.7. Диалоговое окно **Добавить стержень**

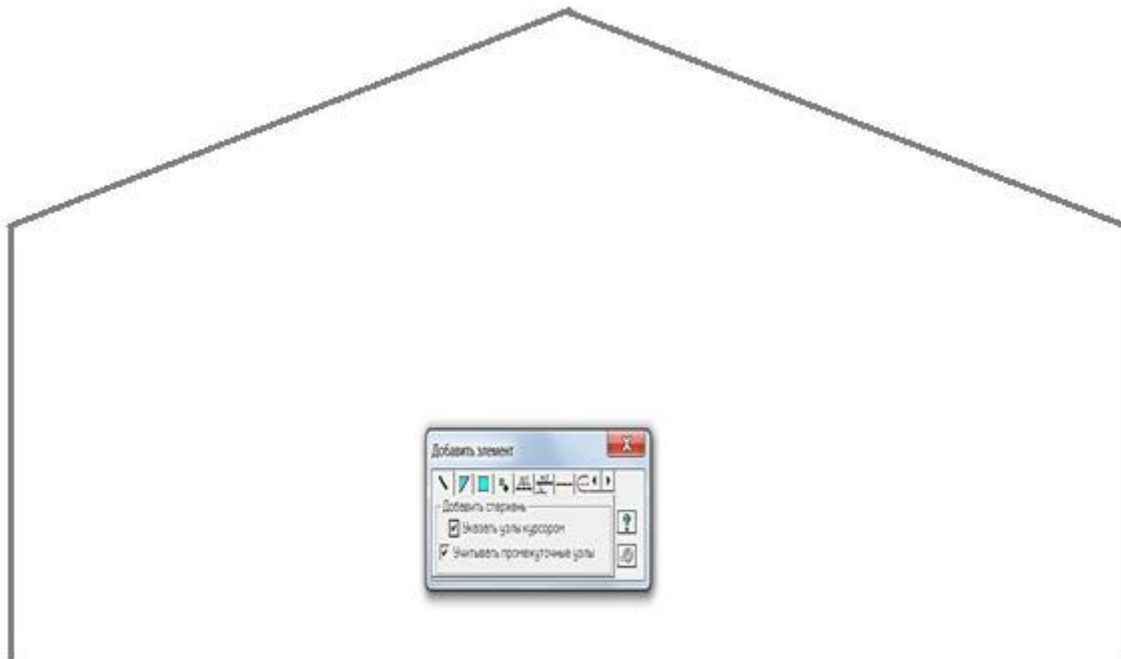






Рис. 2.8. Результат создания узлов и элементов рамы

#### Шаг 4. Задание граничных условий

- ∅ Выполните пункт меню **Выбор ▾ Отметка узлов** (кнопка  на панели инструментов).
- ∅ С помощью курсора выделите опорные узлы арки (узлы окрашиваются в красный цвет).
- ∅ С помощью пункта меню **Схема ▾ Связи** (кнопка  на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Связи в узлах** (рис.2.9). В этом окне, с помощью установки флажков, отметьте направления, по которым запрещены перемещения узлов (**X, Z**).
- ∅ После этого щелкните по кнопке  – **Применить** (узлы окрашиваются в синий цвет).
- ∅ Выполните пункт меню **Выбор ▾ Отметка узлов** (кнопка  на панели инструментов), чтобы снять активность с операции отметки узлов.

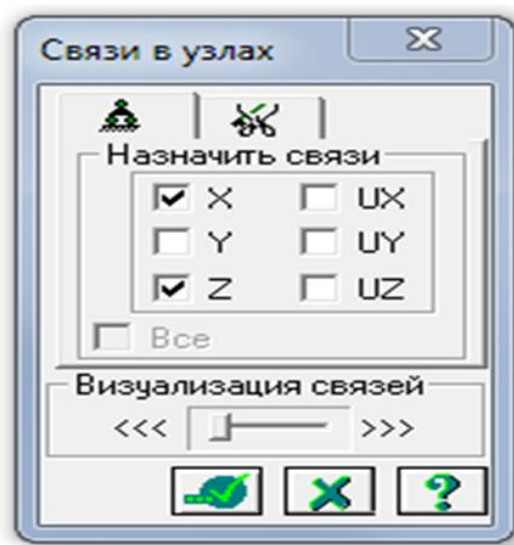


Рис. 2.9. Диалоговое окно **Связи в узлах**

## Шаг 5. Задание шарнира в вершине арки

Выполните пункт меню **Выбор**  $\delta$  **Отметка элементов** (кнопка  на панели инструментов).

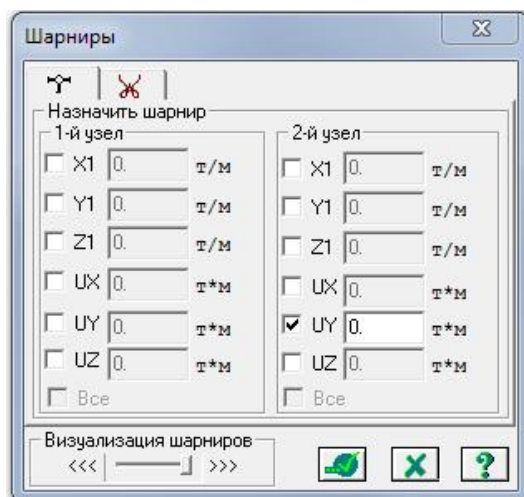



Рис. 2.10. Диалоговое окно **Шарниры**

С помощью курсора выделите 2 стержня при вершине арки (элементы окрашиваются в красный цвет).

Из меню **Жесткости**  $\delta$  **Шарниры** (кнопка  на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Шарниры** (рис. 2.10). В этом окне с помощью установки соответствующих флажков укажите узлы и направления, по которым снимается жесткость связи одного из концов стержня с узлом.

Схемы: 2-й узел – **UY**.

Щелкните по кнопке  – **Применить**.

## Шаг 6. Задание жесткостных характеристик

Геометрические характеристики в данный момент являются искомыми величинами. Однако не присвоив жесткостные характеристики элементам схемы, невозможно выполнить расчет. Так как трехшарнирная рама является статически определимой системой, в которой распределение усилий не зависит от соотношения жесткостей, можно принимать любое сечение. Принимаем прямоугольное сечение с размерами  $H=96\text{см}$ ,  $B=21,5\text{см}$ .

Ø С помощью меню **Жесткости** **Ø Жесткости элементов** (кнопка  на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Жесткости элементов** (рис.2.11).

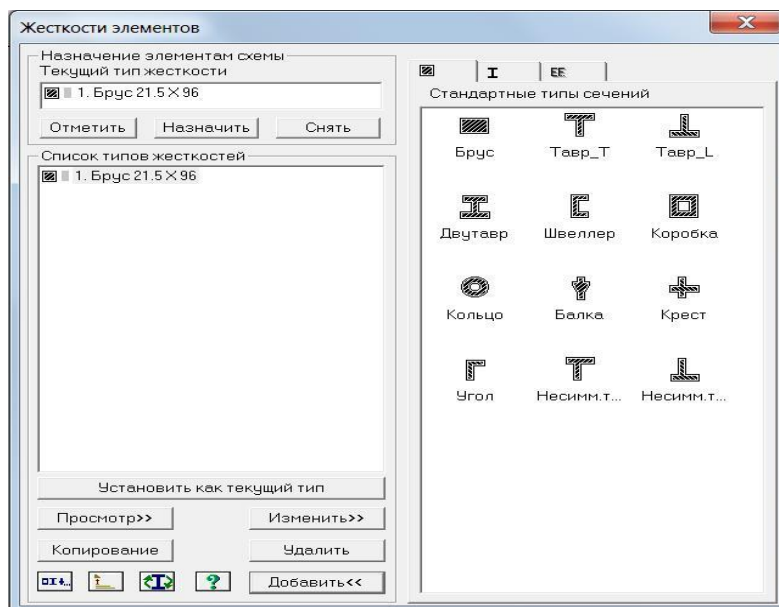


Рис. 2.11. Диалоговое окно **Жесткости элементов**

Ø В этом окне щелкните по кнопке **Добавить**, и в библиотеке жесткостных характеристик щелкните по первой закладке **Стандартные типы сечений** и дважды щелкните на эскизе **Брус**. В окне **Задание стандартного сечения** введите данные согласно рис. 2.12 и нажмите **Нарисовать** **Ø Подтвердить**.

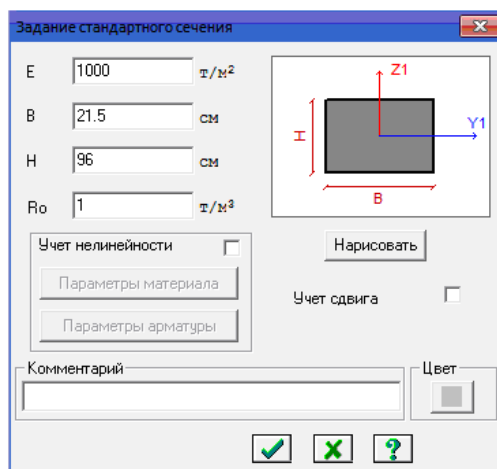




Рис. 2.12. Диалоговое окно **Задание стандартного сечения**

Назначение добавленного типа жесткости элементам расчетной схемы происходит следующим образом:

- Ø Выделите в **Списке типов жесткостей** «Брус 21.5X96».
- Ø Нажмите кнопку **Установить как текущий тип**, после этого в строке **Текущий тип жесткости** появится название типа жесткости.
- Ø Выделите элементы арки, которым будет присвоен текущий тип жесткости. Нажмите кнопку **Назначить**.
- Ø Выполните пункт меню **Опции** ⌵ **Флаги рисования** (кнопка  на панели инструментов).
- Ø В диалоговом окне **Показать** при активной закладке **Элементы** установите флажок **Местные оси стержней**.
- Ø Щелкните по кнопке  – **Перерисовать**.
- Ø Выделите верхние элементы правой полурамы. С помощью меню **Схема** ⌵ **Корректировка** вызовите диалоговое окно **Местные оси стержней** и выполните **Инверсно**.

## Шаг 7. Задание нагрузок

Задание нагрузок выполняется по следующему алгоритму.

Сделайте активным загрузку, в котором будут приложены данные нагрузки. Переключение между загрузками осуществляется выбором в меню **Нагрузки** ⌵ **Выбор загрузки** или с помощью счетчика, расположенного на панели инструментов.

Рекомендуется задать название загрузки в строке **Имя** диалога **Активное загрузку**.

Задание параметров нагрузок осуществляется в диалоговом окне **Задание нагрузок**, которое вызывается в меню **Нагрузки** ⌵ **Нагрузки на узлы и элементы**. Данное окно включает шесть вкладок, которые поделены на различные типы нагрузок.

Выбрать закладку, нажать на кнопку с пиктограммой нужного типа нагрузки. В открывшемся окне задать параметры нагрузки, нажать кнопку **ОК**. Введенные параметры отразятся в строке **Текущая нагрузка** диалога **Задание нагрузок**.





Рис. 2.13. Диалоговое окно **Задание нагрузок**

Выделить узлы или элементы на расчетной схеме. Нажать кнопку **Применить** в диалоговом окне **Задание нагрузок**. Для отображения нагрузок на расчетной схеме необходимо поставить соответствующий флажок на вкладке **Флаги рисования**.

### 1) Формирование загрузения от собственного веса и веса кровли

Выделите элементы арки.

Ø Вызовите диалоговое окно **Задание нагрузок** (рис.2.13) с помощью меню **Нагрузки** ▾ **Нагрузка на узлы и элементы** (кнопка  на панели инструментов).

Ø Вызовите диалоговое окно **Задание нагрузок** (рис.2.13) с помощью меню **Нагрузки** ▾ **Нагрузка на узлы и элементы** (кнопка  на панели инструментов).

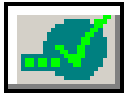
Ø В этом окне активизируйте закладку **Нагрузки на стержни**.

Ø Затем радиокнопками укажите систему координат **Глобальная**, направление – вдоль оси **Z**.

Ø Щелчком по кнопке равномерно распределенной нагрузки вызовите диалоговое окно **Параметры**.

Ø В этом окне задайте интенсивность нагрузки  $g_1 = 0.341$  тс/м из табл. 1 (рис.2.14), в поле **Проективная** галочку **не** ставим.

Ø Щелкните по кнопке **Подтвердить**.

Ø После этого в диалоговом окне **Задание нагрузок** щелкните по кнопке  – **Применить**.



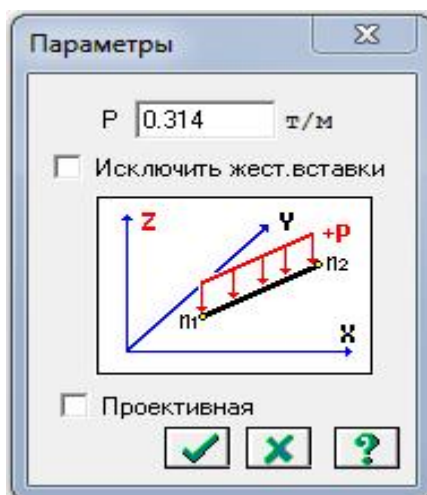


Рис. 2.14. Диалоговое окно **Параметры**

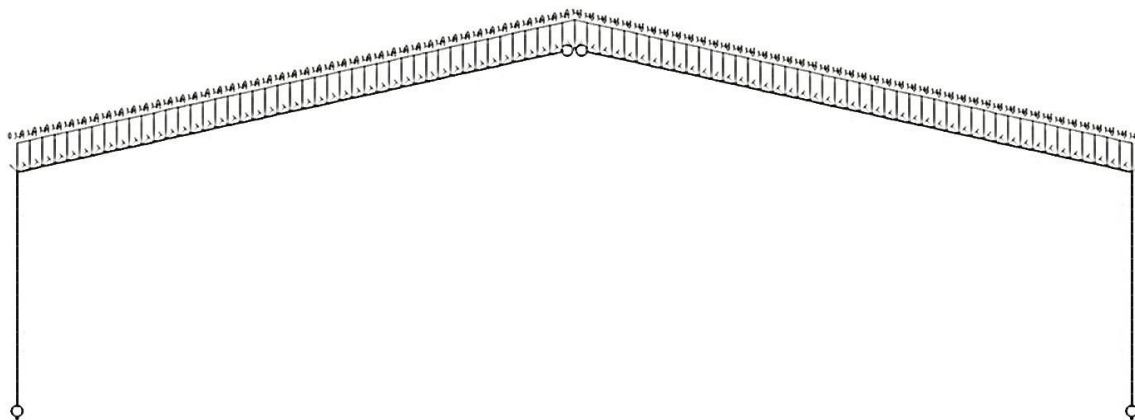



Рис. 2.15. Первое загрузение (постоянная нагрузка от собственного веса кровли)

## 2) Формирование снегового загрузения на две полурамы

Ø Выполните пункт меню **Выбор** ⚙ **Отметка элементов** (кнопка  на панели инструментов). Выберите курсором необходимые для задания нагрузки элементы.

В диалоговом окне **Задание нагрузок** ⚙ **Нагрузки на стержни** щелчком по кнопке равномерно распределенной нагрузки вызовите диалоговое окно **Параметры**.

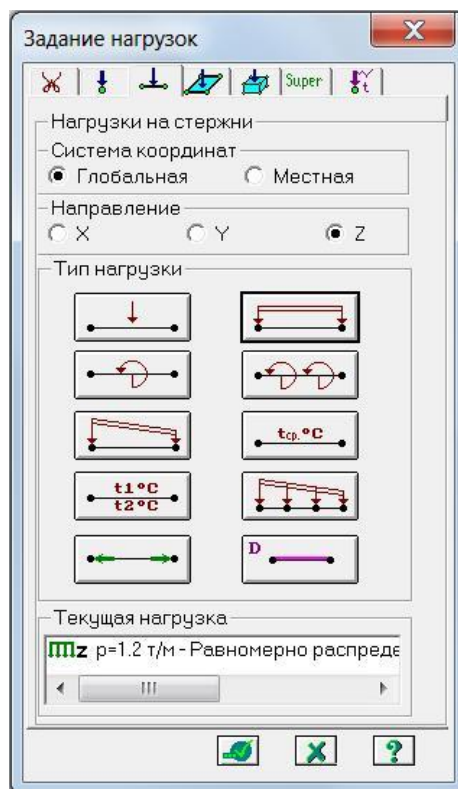


Рис. 2.16. Задание снеговой нагрузки

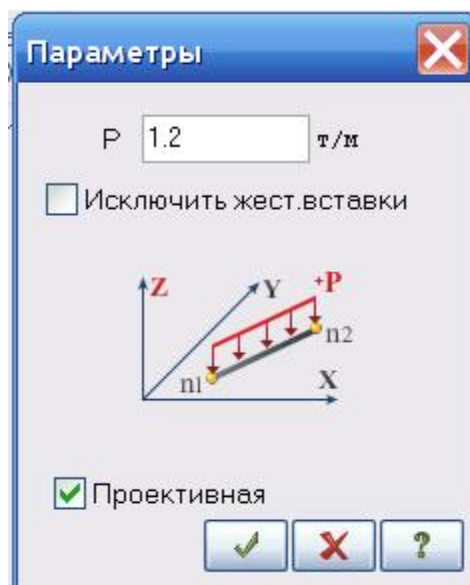


Рис. 2.17. Диалоговое окно **Параметры** с указанием проективной нагрузки от снега

- Ø В этом окне задайте интенсивность  $S = 1.2$  т/м (см. сбор нагрузок)
- Ø Поставьте галочку в поле **Проективная**.
- Ø Щелкните по кнопке **Подтвердить**.
- Ø После этого в диалоговом окне **Задание нагрузок** щелкните по кнопке **Применить**.

Результат приложения нагрузок по варианту 1 показан на рис. 2.18.

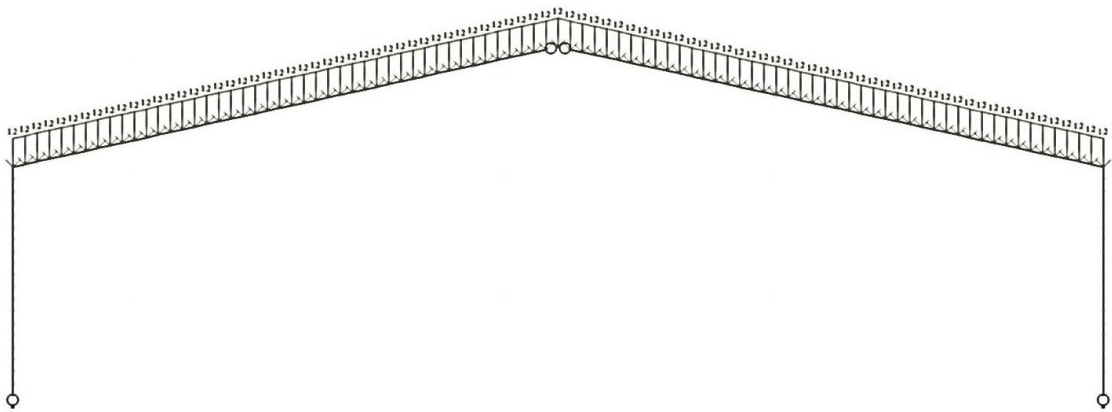


Рис. 2.18. Второе загрузжение (снеговая нагрузка, вариант 1)

### 3) Формирование снегового загрузжения на левую и правую полурамы (варианты снеговой нагрузки 2 и 3).

Ø Выполнить аналогично загрузжению п. 2, только для элементов левой и правой полурамы соответственно.

Ø Интенсивность  $S = 1.2$  т/м (см. сбор нагрузок).

Результат приложения нагрузок по варианту 2 и 3 показан на рис. 2.19 и 2.20 соответственно.

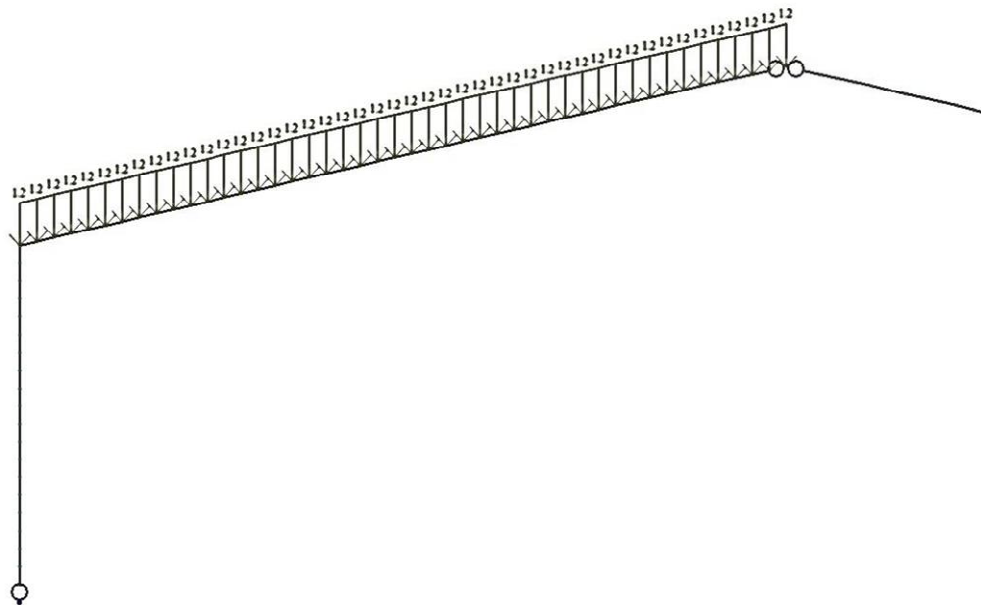


Рис. 2.19. Третье загрузжение (снеговая нагрузка, вариант 2)

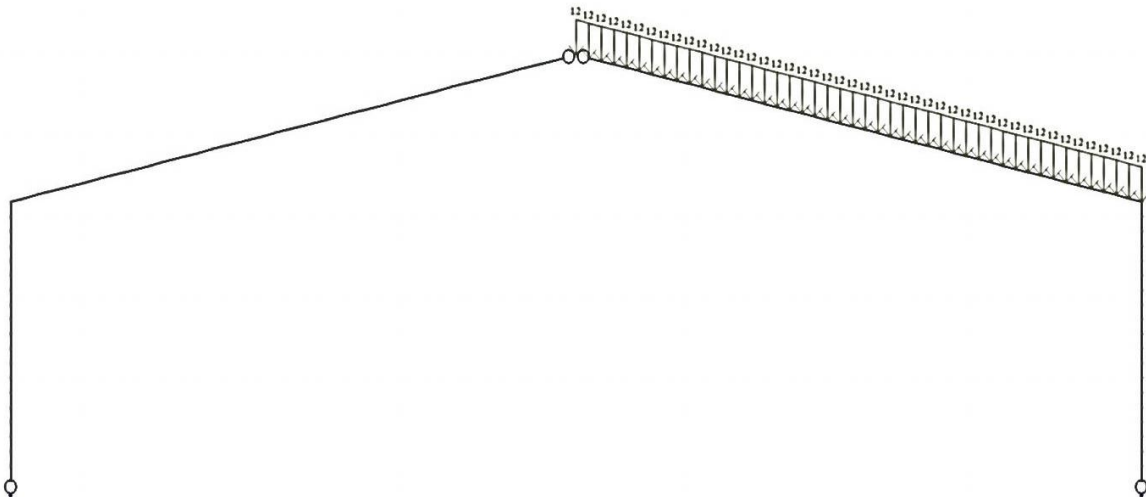




Рис. 2.20. Четвертое загрузение (снеговая нагрузка, вариант 3)


### Шаг 8. Упаковка схемы

- Ø С помощью меню **Схема ▾ Корректировка ▾ Упаковка схемы** (кнопка  на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Упаковка**.
- Ø В этом окне щелкните по кнопке **Упаковать** (упаковка схемы производится для сшивки совпадающих узлов и элементов, а также для безвозвратного исключения из расчетной схемы удаленных узлов и элементов).


### Шаг 9. Статический расчет рамы

- Ø Запустите задачу на расчет с помощью меню **Режим ▾ Выполнить расчет** (кнопка  на панели инструментов).



### Шаг 10. Просмотр и анализ результатов расчета

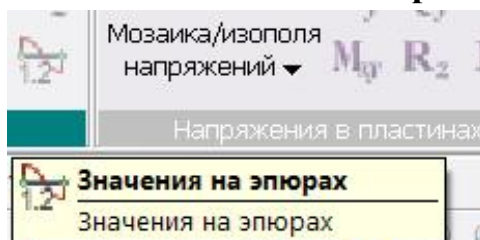
- Ø После расчета задачи переход в режим результатов расчета осуществляется с помощью меню **Режим ▾ Результаты расчета** (кнопка  на панели инструментов).
- Ø В режиме просмотра результатов расчета по умолчанию расчетная схема отображается с учетом перемещений узлов. Для отображения схемы без

учета перемещений узлов выполните пункт меню **Схема** **»** **Исходная**

**схема** (кнопка  на панели инструментов).

Ø Выведите на экран эпюру  $M_Y$  с помощью меню **Усилия** **»** **Эпюры** **»**


**Эпюры изгибающих моментов ( $M_Y$ )** (кнопки , а затем  на панели инструментов). При необходимости можно отобразить значения усилий на эпюрах – кнопка **Значения на эпюрах**



Ø Для вывода эпюры  $N$  выполните пункт меню **Усилия** **»** **Эпюры** **»**

**Эпюры продольных сил ( $N$ )** (кнопка  на панели инструментов).

Ø Для вывода эпюры  $Q_Z$  выполните пункт меню **Усилия** **»** **Эпюры** **»**

**Эпюры поперечных сил ( $Q_Z$ )** (кнопка  на панели инструментов).

### Шаг 11. Формирование и просмотр таблиц результатов расчета

Ø Для вывода на экран таблицы со значениями расчетных усилий в элементах схемы выполните пункт меню **Окно** **»** **Интерактивные таблицы**.

Ø После этого в диалоговом окне **Редактор форм** выделите строку **Усилия (стержни)**.

Ø Щелкните по кнопке **Применить**.

Ø В диалоговом окне **Создание таблицы элементов** с помощью радиокнопки выберите **Для всех загрузений** (рис 2.21).

Ø Щелкните по кнопке **Подтвердить**.

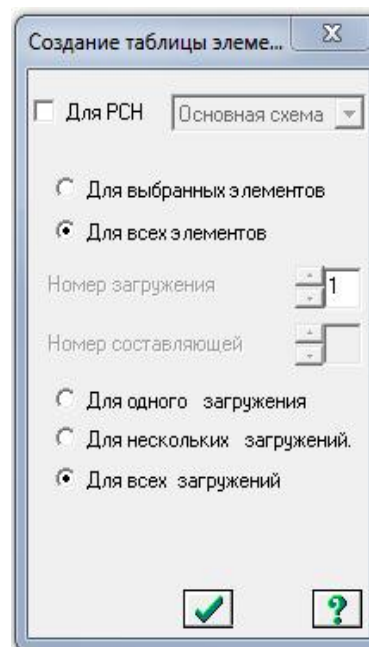


Рис. 2.21. Диалоговое окно **Создание таблицы элементов**

Таблица 2.6

Значения изгибающих моментов в характерных точках, т·м

№ точек	Постоянная	Снег на всем пролете (вариант 1)	Снег слева (вариант 2)	Снег справа (вариант 3)	PCY
1	0	0	0	0	0
2	-9.23	-31.4	-15.7	-15.7	-40.63
3	-2.98	-10.8	0.314	-10.5	-13.78
4	0.1	0.314	5.57	-5.23	5.67
5	0	0	0	0	0

По результатам ручного и автоматизированного статических расчетов видим, что усилия совпадают с достаточной точностью. Используем эти результаты в дальнейших расчетах.

## **2.6. Подбор сечений и проверки элементов ломаноклееной рамы**

Подбор и проверки элементов ломаноклееной рамы выполняем вручную по СП 64.13330.2011.

### ***2.6.1. Подбор сечений элементов ломаноклееной рамы***

Рассматриваем сечение 2 с расчетными усилиями:

Расчетный изгибающий момент в сечении 2  $M = 402.912 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Расчетная продольная сила в сечении 2  $N = 157.242 \text{ кН}$ .

Принимаем породу древесины - береза.

Сорт древесины - 1-ый.

Ширина досок после острожки  $b = 21.5 \text{ см}$ .

Расчетные сопротивления базовых пород древесины (ели, сосны по табл. 3 СП 64.13330.2011)  $[R_c] = [R_{и}] = 16 \text{ МПа}$ .

Коэффициент на породу древесины  $m_{п} = 1.1$ .

Коэффициент условия работы (по температурно-влажностным условиям)  $m_{в} = 1$ .

Расчетное сопротивление сжатию березы 1-го сорта с учетом коэффициентов условий работы  $R_c = [R_c] \cdot m_{п} \cdot m_{в} = 16 \cdot 1.1 \cdot 1 = 17.6 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление изгибу березы 1-го сорта с учетом коэффициентов условий работы  $R_{и} = [R_{и}] \cdot m_{п} \cdot m_{в} = 16 \cdot 1.1 \cdot 1 = 17.6 \text{ МПа}$ .

Требуемая высота сечения  $h_{тр}$  определяется приближенно по величине изгибающего момента, а наличие продольной силы учитывается коэффициентом 0.7:

$$h_{тр} = (6 \cdot M) / (0.7 \cdot R_n \cdot b) = (6 \cdot 402.912) / (0.7 \cdot 17.6 \cdot 1000 \cdot 0.215) = 0.912 \text{ м.}$$

Назначаем количество слоев (досок) в сечении  $n_{сл} = 48$ .

Толщина досок после острожки  $\delta = 2 \text{ см}$ .

Принимаем высоту сечения из 48 слоев (досок):  $h = 48 \cdot 2 = 96 \text{ см}$ .

Площадь сечения  $A = b \cdot h = 21.5 \cdot 96 = 2064 \text{ см}^2$ .

В опорном сечении расчетная поперечная сила  $Q = 91.779 \text{ кН}$ .

Расчетное сопротивление скалыванию базовой породы древесины 1-го сорта (по табл. 3 СП 64.13330.2011) без учета коэффициентов условий работы  $[R_{ск}] = 1.6 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление скалыванию березы 1-го сорта с учетом коэффициентов условий работы  $R_{ск} = [R_{ск}] \cdot m_n \cdot m_b = 1.6 \cdot 1.1 \cdot 1 = 1.76 \text{ МПа}$ .

$$h_{оп} = (3 \cdot Q) / (2 \cdot b \cdot R_{ск}) = (3 \cdot 91.779) / (2 \cdot 21.5 \cdot 1.76 / 10) = 36.381 \text{ см.}$$

Принимаем количество досок  $n = 20$ .

Высота опорного сечения из 20 досок:  $h_{оп} = 40 \text{ см}$ .

Площадь опорного сечения  $A_{оп} = h_{оп} \cdot b = 40 \cdot 21.5 = 860 \text{ см}^2$ .

Высоту конькового сечения принимаем такой же, т.е. равной  $h_{оп}$ :  $h_k = 40 \text{ см}$ .

### **2.6.2. Проверки элементов ломаноклееной рамы**

Проверка напряжений при сжатии и изгибе

Сечение 2: эксцентриситет приложения сжимающего усилия:

$$e = (h - h_{оп}) / 2 = (96 - 40) / 2 = 28 \text{ см.}$$

Изгибающий момент в биссектрисном сечении 2:

$$M = M_2 - N \cdot e = 402.912 - 157.242 \cdot 28 / 100 = 358.884 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Для сжатой внутренней кромки, выполненной из клееной древесины, расчетное сопротивление сжатию и изгибу определяется с учетом коэффициентов  $m_b$  (пункт 5.2.д СП 64.13330.2011) и  $m_{сл}$  (пункт 5.2.и СП 64.13330.2011):

Расчетное сопротивление сжатию базовых пород древесины  $[R_c] = 16 \text{ МПа}$ .

Коэффициент, учитывающий высоту сечения клееного сечения  $m_b = 0.86$ .

Коэффициент, учитывающий толщину отдельных слоев (досок) в клееном сечении  $m_{сл} = 1.093$ .

Коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания  $\gamma = 1$ .

Расчетное сопротивление сжатию березы 1-го сорта с учетом всех коэффициентов условий работы  $R_c = [R_c] * m_n * m_b * m_{cl} * m_b * \gamma = 16 * 1.1 * 1 * 0.86 * 1.093 * 1 = 16.544 \text{ МПа}$ .

Площадь сечения:  $A = b * h = 21.5 * 96 = 2064 \text{ см}^2$ .

Момент сопротивления сечения:  $W = b * h^2 / 6 = 21.5 * 96^2 / 6 = 33024 \text{ см}^3$ .

Расчетная длина:  $l_{пр} = l_{ст} + l_p = 438.8 + 931.7 = 1370.5 \text{ см}$ ,

здесь  $l_{ст} = 438.8 \text{ см}$ .

$l_p = 931.7 \text{ см}$ .

Радиус инерции сечения:  $r = 0.29 * h = 0.289 * 96 = 27.744 \text{ см}$ .

Гибкость:  $\lambda = l_{пр} / r = 1370.5 / 27.744 = 49.398$ .

Коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения полурамы (табл. Е.1 СП 64.13330.2011):

$K_{жN} = 0.07 + 0.93 * h_{оп} / h = 0.07 + 0.93 * 40 / 96 = 0.458$ .

Коэффициент продольного изгиба:

$\varphi = 1 - 0.8 * (\lambda / 100)^2 = 1 - 0.8 * (49.398 / 100)^2 = 0.805$ .

С учетом коэффициента, учитывающего переменность высоты сечения коэффициент продольного изгиба будет:  $\varphi = K_{жN} * \varphi = 0.458 * 0.805 = 0.369$ .

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от действия продольной сжимающей силы:

$\xi = 1 - N / (\varphi * R_c * A) = 1 - 157.242 / (0.369 * 16.544 * 2064) = 0.988$ .

Изгибающий момент с учетом деформаций от продольной силы (изгибающий момент по деформированной схеме):

$M_d = M / \xi = 358.884 / 0.988 = 363.243$ .

Проверка напряжений сжатия внутренней кромки карнизного узла:

$\sigma_c = N / A + M_d / W = 157.242 / 2064 + 363.243 * 100 / 33024 = 1.176 \text{ кН/см}^2$ .

Так как напряжения

$\sigma_c = 1.176 \text{ кН/см}^2 < 1.6544 \text{ кН/см}^2 = R_c$ , следовательно прочность обеспечена.

Расчетное сопротивление растяжению базовых пород древесины (ель, сосна по табл. 3 СП 64.13330.2011) 1-го сорта для клееных элементов  $[R_p] = 12 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление растяжению березы 1-го сорта для клееных элементов с учетом коэффициентов условий работы  $R_p = [R_p] * m_n * m_b * \gamma = 12 * 1.1 * 1 * 1 = 13.2 \text{ МПа}$ .

Проверка напряжений растяжения наружной кромки карнизного узла:  $\sigma_p = -N / A + M_d / W = -157.242 / 2064 + 363.243 * 100 / 33024 = 1.024 \text{ кН/см}^2$



Так как напряжения  $\sigma_p = 1.024 \text{ кН/см}^2 < 1.32 \text{ кН/см}^2 = R_c$ , следовательно прочность обеспечена.

Проверка устойчивости плоской формы деформирования полурамы

Рама закреплена из плоскости по наружным кромкам с помощью стеновых панелей, панелей покрытия, поперечных сжатых связей. Внутренняя кромка не закреплена. Расчетная длина растянутой зоны равна длине полурамы, т.к. по всей длине отсутствуют сечения с нулевыми моментами:  $l_{пр} = 1370.5 \text{ см}$ .

Площадь биссектрисного сечения:  $A = b * h = 21.5 * 96 = 2064 \text{ см}^2$ .

Момент сопротивления:  $W = b * h^2 / 6 = 21.5 * 96^2 / 6 = 33024 \text{ см}^3$ .

Радиус инерции из плоскости рамы:

$r_y = 0.29 * b = 0.289 * 21.5 = 6.214 \text{ см}$ .

Гибкость:  $\lambda_y = l_{пр} / r_y = 1370.5 / 6.214 = 220.55$ .

Коэффициент устойчивости при сжатии:

$\varphi_y = 3000 / \lambda^2 = 3000 / 220.55^2 = 0.062$ .

Коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающего момента на расчетной длине (по табл. Е.2 СП 64.13330.2011)  $k_\phi = 1.13$ .

Коэффициент устойчивости при изгибе:

$\varphi_m = (140 * b^2 * k_\phi) / (l_{пр} * h) = (140 * 21.5^2 * 1.13) / (1370.5 * 96) = 0.556$ .

Коэффициенты  $K_{жN}$  и  $K_{жM}$  учитывают закрепление растянутой кромки из плоскости. При количестве закреплений более четырех оно считается сплошным.

Угол  $\beta = 52.5^\circ$ .

Центральный угол ломаной части  $\alpha_p = 2 * \beta = 105^\circ$ .

$K_{жN} = 0.75 + 0.06 * (l_{пр} / h)^2 + 0.6 * \alpha_p * l_{пр} / h =$   
 $0.75 + 0.06 * (1370.5 / 96)^2 + 0.6 * 1.833 * 1370.5 / 96 = 28.679$ .

$K_{жM} = 0.142 * l_{пр} / h + 1.76 * h / l_{пр} + 1.4 * \alpha_p =$   
 $0.142 * 1370.5 / 96 + 1.76 * 96 / 1370.5 + 1.4 * 1.833 = 4.717$ .

Проверка устойчивости полурамы:

$N / (\varphi_y * K_{жN} * R_c * A) + M_d / (\varphi_m * K_{жM} * R_{и} * W) =$   
 $157.242 / (0.062 * 28.679 * 16.544 / 10 * 2064) + 363.243 * 100 / (0.556 * 4.717 * 16.544 / 10 * 33024) = 0.279 < 1$ .

Условие выполняется, следовательно устойчивость полурамы обеспечена.

Общая устойчивость плоской формы деформирования полурамы обеспечена при наличии связей по контуру в виде трехслойных панелей.

## **2.7. Расчеты узлов**

Расчеты узлов ломаноклеевой рамы выполняем вручную по СП 64.13330.2011.

### ***2.7.1. Опорный узел***

Усилия, действующие в узле.

Расчетная продольная сила в сечении 1  $N = 138.69 \text{ кН}$ .

Расчетная поперечная сила в сечении 1  $Q = 91.779 \text{ кН}$ .

Материал – береза 1-го сорта.

Ширина сечения  $b = 21.5 \text{ см}$ .

Проверка прочности на смятие торца стойки:

Высота сечения:  $h_{\text{оп}} = 40 \text{ см}$ .

Площадь сечения:  $F = b \cdot h_{\text{оп}} = 21.5 \cdot 40 = 860 \text{ см}^2$ .

Расчетное сопротивление смятию:  $R_{\text{см}} = 16 \text{ МПа}$ .

Коэффициент  $m_{\text{п}} = 1.1$ .

Коэффициент  $m_{\text{в}} = 1$ .

Коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ .

Расчетное сопротивление смятию с учетом коэффициентов:  
 $R_{\text{см}} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{в}} \cdot \gamma_n = 16 \cdot 1.1 \cdot 1 \cdot 1 = 17.6 \text{ МПа}$ .

Напряжение смятия:  $\sigma = N/F = 138.69/860 = 0.161 \text{ кН/см}^2$ .

Прочность смятия обеспечена, так как напряжения смятия  $\sigma = 0.161 \text{ кН/см}^2 < 1.76 \text{ кН/см}^2 = R_{\text{см}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{п}}$ .

Проверка напряжения смятия поперек волокон по площади примыкания стойки к упорной вертикальной диафрагме:

Расчетное сопротивление смятию поперек волокон:  $R_{\text{см},90} = 3 \text{ МПа}$ .

Коэффициент  $m_{\text{п}} = 1.1$ .

Коэффициент  $m_{\text{в}} = 1$ .

Расчетное сопротивление смятию поперек волокон с учетом коэффициентов:  $R_{\text{см},90} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{в}} = 3 \cdot 1.1 \cdot 1 = 3.3 \text{ МПа}$ .

Требуемая высота диафрагмы:  $h_{\text{тр}} = Q/(b \cdot R_{\text{см},90}) = 91.779/(21.5 \cdot 0.33) = 12.936 \text{ см}$ .

Конструктивно принимаем  $h_d = 15$  см.

Площадь смятия стойки  $F_{см} = b \cdot h_d = 21.5 \cdot 15 = 322.5$  см<sup>2</sup>.

Напряжения смятия поперек волокон по площади примыкания стойки к упорной вертикальной диафрагме:  $\sigma = Q/F_{см} = 91.779/322.5 = 0.285$  кН/см<sup>2</sup>.

Так как напряжения смятия стойки поперек волокон  $\sigma = 0.285$  кН/см<sup>2</sup>  $< 0.33$  кН/см<sup>2</sup> =  $R_{см,90}$ , прочность обеспечена.

Рассчитываем упорную вертикальную диафрагму на изгиб как балку пролетом, равным  $b$ , частично защемленную на опорах, с учетом пластического перераспределения моментов.

Изгибающий момент:  $M = Q \cdot b / 16 = 91.779 \cdot 21.5 / 16 = 123.328$  кН\*см.

Расчетное сопротивление стали класса С245  $R_y = 24$  кН\*см<sup>2</sup>.

Требуемый момент сопротивления:  $W_{тр} = M/R_y = 123.328/24 = 5.139$  см<sup>3</sup>.

Этому моменту сопротивления должен быть равен момент сопротивления сечения упорной диафрагмы определяемый по формуле:  $W = h_d \cdot \delta^2 / 6$ .

Тогда толщина диафрагмы:  $\delta = \sqrt{(6 \cdot W_{тр} / h_d)} = \sqrt{(6 \cdot 5.139 / 15)} = 1.434$  см.

Принимаем  $\delta = 1.5$  см.

Боковые пластины принимаем той же толщины.

Площадь  $A_{бп} = 15 \cdot 1.5 = 22.5$  см<sup>2</sup>.

Момент сопротивления  $W = 15 \cdot 1.5^2 / 6 = 5.625$  см<sup>3</sup>.

$N = Q/2 = 91.779/2 = 45.89$  кН.

$\sigma = N/A + M/W = 45.89/22.5 + 123.328/5.625 = 23.965$  кН\*см<sup>2</sup>.

Так как напряжения в упорной диафрагме

$\sigma = 23.965$  кН/см<sup>2</sup>  $< 24$  кН/см<sup>2</sup> =  $R_y$ , прочность диафрагмы обеспечена.

Башмак крепим к фундаменту двумя анкерными болтами, работающими на срез и растяжение. Сжимающее усилие передаем непосредственно на фундамент.

Изгибающий момент, передаваемый от башмака на опорный лист равен:

$M = Q \cdot h_d / 2 = 91.779 \cdot 15 / 2 = 688.343$  кН\*см.

Момент сопротивления опорной плоскости башмака:

Длина опорной плоскости башмака  $l = 32.5$  см.

Ширина свеса опорной плоскости башмака  $b = 9$  см.

$W = 2 \cdot b \cdot l^2 / 6 = 2 \cdot 9 \cdot 32.5^2 / 6 = 3168.75$  см<sup>3</sup>.

Сминающие напряжения под башмаком:

$$\sigma = M/W = 688.3425/3168.75 = 0.217 \text{ кН/см}^2.$$

Материал фундамента - бетон класса В10, с призмической прочностью  $R_b = 6 \text{ МПа}$ .

Так как сминающие напряжения под башмаком

$$\sigma = 0.217 \text{ кН/см}^2 < 0.6 \text{ кН/см}^2 = R_b, \text{ прочность бетона обеспечена.}$$

Анкерные болты принимаем из стали 09Г2С по ГОСТ 19281–73\* диаметром 22мм.

$$\text{Площадь болта брутто } A_{бр} = 3.8 \text{ см}^2.$$

$$\text{Площадь болта нетто } A_{нт} = 3.03 \text{ см}^2.$$

Для того, чтобы срез воспринимался полным сечением болта, устанавливаем под гайками шайбы толщиной 10 мм. Усилия в болтах определяем по следующим формулам:

Растягивающее усилие

$$N_p = M / (2/3 * 2 * l) = 688.343 / (2/3 * 2 * 32.5) = 15.885 \text{ кН.}$$

$$\text{Срезающее усилие: } N_{ср} = Q/2 = 91.779/2 = 45.89 \text{ кН.}$$

Напряжение растяжения в сечении болта ослабленного резьбой (в пределах нарезки резьбы):

$$\sigma_p = N_p / A_{нт} = 15.984 / 2.18 = 7.26 \text{ кН/см}^2 < 0.8 * R_c * \gamma_c = 0.8 * 21 * 1 = 16.8 \text{ кН/см}^2$$
$$5.243 \text{ кН/см}^2.$$

Коэффициент условия работы  $\gamma_c = 1$ .

Коэффициент учитывающий неравномерную работу болтов – 0.8.

Расчетное сопротивление  $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ .

$$0.8 * R_y * \gamma_c = 0.8 * 23 * 1 = 18.4 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжение среза:  $\sigma_{ср} = N_{ср} / A_{бр} = 45.89 / 3.8 = 12.076 \text{ кН/см}^2$ .

Расчетное сопротивление болта срезу  $R_s = 0.58 R_y = 0.58 * 23 = 13.34 \text{ кН/см}^2$ .

Так как напряжения среза анкерного болта

$\sigma_{ср} = 12.076 \text{ кН/см}^2 < 13.34 \text{ кН/см}^2 = R_s$ , прочность болта на срез обеспечена.

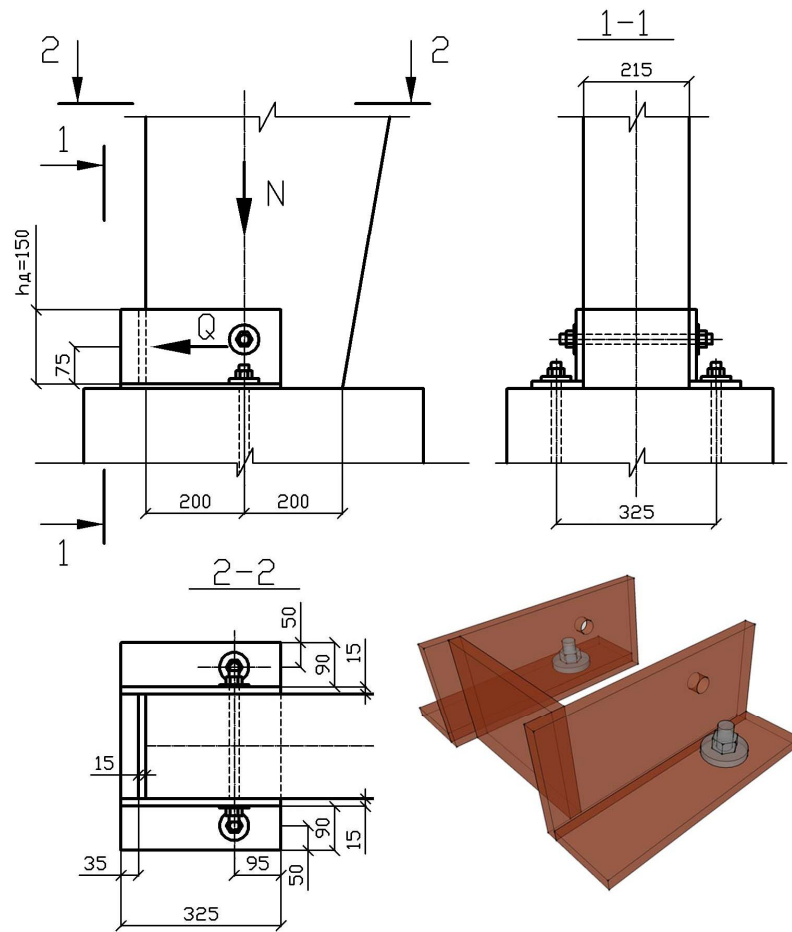


Рис. 2.23. Опорный узел

### 2.7.2. Коньковый узел

Коньковый узел выполняется с использованием деревянных накладок и болтов. На накладки действует поперечная сила от односторонней снеговой нагрузки.

Поперечная сила от односторонней снеговой нагрузки:  $Q = 27 \text{ кН}$ .

Толщина накладки  $a = 12.5 \text{ см}$ .

Высота сечения  $h_k = 40 \text{ см}$ .

Материал - береза 1-го сорта.

Коэффициент  $m_n = 1.1$ .

Коэффициент  $m_b = 1$ .

Толщина слоя (доски) клееного сечения  $2 \text{ см}$ .

Коэффициент, учитывающий толщину слоев для клееных элементов  $m_{cl} = 1.093$ .

Коэффициент, учитывающий высоту сечения для клееных элементов  $m_6 = 1$ .

Усилие, передающееся на первый, ближайший к коньку ряд болтов:  
 $N_1 = Q * l_1 / l_2 = 27 * 60 / 45 = 36 \text{ кН}$ ,

где: расстояние от конька до второго ряда болтов  $l_1 = 60 \text{ см}$ ;  
расстояние между болтами  $l_2 = 45 \text{ см}$ .

Усилие, передающееся на второй ряд болтов:

$$N_2 = N_1 - Q = 36 - 27 = 9 \text{ кН}.$$

Принимаем болты  $\varnothing 22 \text{ мм}$ .

Несущая способность в одном срезе болта при изгибе:

$$\begin{aligned} T_u &= (1.8 * d^2 + 0.02 * a^2) * \sqrt{(m_n * m_b * K_a)} = \\ &= (1.8 * 2.2^2 + 0.02 * 12.5^2) * \sqrt{(1.1 * 1 * 0.575)} = 9.414 \text{ кН}, \text{ но не более} \\ 2.5 * d^2 * \sqrt{(m_n * m_b * K_a)} &= 2.5 * 2.2^2 * \sqrt{(1.1 * 1 * 0.575)} = 9.623 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Угол наклона ригеля  $\alpha_p = 15^\circ$ .

при  $\alpha = 90 - 15 = 75^\circ$ .

$K_a = 0.575$  (табл.21 СП 64.13330.2011).

При смятии древесины:

$$T_a = 0.8 * a * d * m_n * m_b * K_a = 0.8 * 12.5 * 2.2 * 1.1 * 1 * 0.575 = 13.915 \text{ кН}.$$

$$T_c = 0.8 * b * d * m_n * m_b * K_a = 0.8 * 21.5 * 2.2 * 1.1 * 1 * 0.575 = 21.758 \text{ кН}.$$

$$T_{\min} = 9.414 \text{ кН}.$$

Число срезов болтов в первом ряду  $n_{cp} = 2$ .

Число двухсрезных болтов в первом ряду

$$n_1 = N_1 / (T_{\min} * n_{cp}) = 36 / (9.414 * 2) = 1.912.$$

Принимаем  $n_1 = 2$  болта.

Во втором ряду  $n_2 = N_2 / (T_{\min} * n_{cp}) = 9 / (9.414 * 2) = 0.478$ .

Принимаем  $n_2 = 1$  болт.

Смятие торцов полурамы под углом  $\alpha = 15^\circ$  к продольным волокнам:

$$\Sigma = N / (b * h_{оп}) = 91.779 / (21.5 * 40) = 0.107 \text{ кН/см}^2.$$

$$R_{см} / (1 + (R_{см} / R_{см90} - 1) * \sin^3 \alpha) = 16 / (1 + (16/3 - 1) * \sin^3 15) = 14.882 \text{ МПа}.$$

Проверяем накладку на изгиб  $M = Q * (l_1 - l_2) = 27 * (60 - 45) = 405 \text{ кН*см}$ .

Высота накладки  $h_n = 30 \text{ см}$ .

Момент сопротивления накладки  $W_{нт} = 2 * a_n * h_n^2 / 12 = 2 * 12.5 * 30^2 / 6 = 3750 \text{ см}^3$ .

Напряжение в накладке  $\sigma = M / W_{нт} = 405 / 3750 = 0.108 \text{ кН/см}^2$ .

Расчетное сопротивление древесины накладке на изгиб  $R_n = 14 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление древесины накладке на изгиб с учетом коэффициентов  $R_n * m_n * m_b = 14 * 1.1 * 1 = 15.4 \text{ МПа}$ .

Так как напряжение в накладке  $\sigma = 0.108 \text{ кН/см}^2$  меньше  $1.54 \text{ кН/см}^2 = R_{II} * m_{II} * m_{в}$ , следовательно прочность обеспечена.

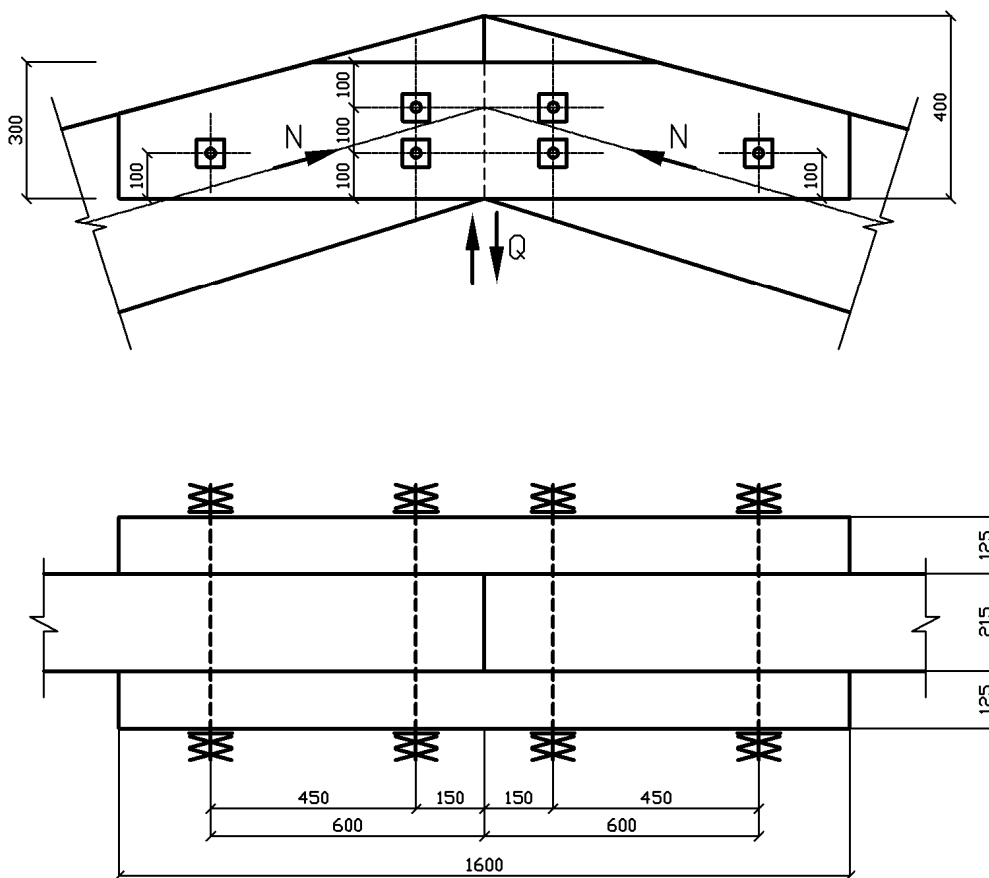


Рис. 2.24. Коньковый узел

### 2.7.3. Карнизный узел

Усилия в сечении 2 карнизного стыка:

Изгибающий момент  $M_2 = 402.912 \text{ кН*м}$ .

Продольная сила  $N_2 = 157.242 \text{ кН}$ .

*Геометрические характеристики*

Высота сечения  $h = 96 \text{ см}$ .

Площадь:  $A = b * h = 21.5 * 96 = 1754.4 \text{ см}^2$ .

Момент сопротивления:  $W = b * h^2 / 6 = 21.5 * 96^2 / 6 = 33024 \text{ см}^3$ .

Находим напряжения в биссектрисном сечении между ригелем и стойкой с учетом высоты сечения ригеля и стойки

$l_0 = l_{ст} + l_p = 438.8 + 931.7 = 1370.5 \text{ см}$ .

, где  $l_{ст} = 438.8 \text{ см}$ ;  $l_p = 931.7 \text{ см}$ .

Для определения коэффициента, учитывающего изменение сечения в сжато-изгибаемых элементах определяем величину сбега.

$$\text{Угол } \beta = 52.5^\circ.$$

$$\text{Высота сечения на опоре и в коньке } h_{\text{оп}}=h_{\text{к}}= 40\text{см.}$$

Высота сечения у карнизного узла (рис. 2.1)

$$h*\sin\beta= 96*\sin 52.5 = 76.162\text{см.}$$

$$\beta_1=\beta_2=h_{\text{оп}}/(h*\sin\beta)= 40/76.162 = 0.525.$$

Согласно табл. Е.1 (СП 64.13330.2011) для элементов прямоугольного сечения  $K_{\text{жN}}=0.66+0.34*\beta= 0.66+0.34*0.525 = 0.839$ .

$$\text{Радиус инерции сечения в плоскости рамы } i=0.289*h = 27.744\text{см.}$$

$$\text{Гибкость } \lambda=l_0/i= 1370.5/27.744 = 49.398.$$

$$\text{Коэффициент продольного изгиба: } \varphi= 0.805.$$

$$\text{Расчетное сопротивление сжатию } R_c= 16\text{МПа.}$$

$$\text{Расчетное сопротивление смятию вдоль волокон } R_{\text{см}}= 16\text{МПа.}$$

$$\text{Толщина слоя клееного сечения } 2\text{см.}$$

Коэффициент, учитывающий толщину слоев для клееных элементов  $m_{\text{сл}}= 1.093$ .

Коэффициент, учитывающий высоту сечения для клееных элементов  $m_{\text{б}}= 0.86$ .

Расчетное сопротивление смятию с учетом коэффициентов  $R_{\text{см}}*m_{\text{сл}}*m_{\text{б}}= 16*1.093*0.86 = 15.04\text{МПа.}$

$$\text{Коэффициент } \xi=1-N/(\varphi*K_{\text{жN}}*A*R_c)= 0.912.$$

Изгибающий момент определенный из расчета по деформированной схеме  $M_{\text{д}}=M_2/\xi= 402.912/0.912 = 441.789\text{кН*м.}$

$$\text{Расчетное сопротивление смятию поперек волокон } R_{\text{см},90}= 3\text{МПа.}$$

$$\text{Угол смятия } \alpha_0=90- 52.5 = 37.5^\circ.$$

$$\text{Расчетное сопротивление при угле смятия } \alpha_0=37.5^\circ$$

$$R_{\text{см},\alpha}= 15.04/(1+(15.04/3-1)*(\sin 37.5)^\alpha) = 7.893\text{МПа.}$$

Проверяем напряжения в сжатой зоне узла.

$$\text{Напряжение в сжатой зоне карнизного стыка: } \sigma_c=N/A+M_{\text{д}}/W= 157.242/1754.4+441.789*100/33024 = 1.427\text{кН/см}^2.$$

Так как напряжения в сжатой зоне карнизного стыка

$\sigma_c= 1.427\text{кН/см}^2 > 0.7893\text{кН/см}^2 = R_{\text{см},\alpha}$ , следовательно прочность не обеспечена.

Необходимо увеличить сечение карнизного узла.



Проверяем напряжения в растянутой зоне узла.

Расчетное сопротивление растяжению для клееных элементов из древесины 1-го сорта базовых пород (ели, сосны по табл. 4 СП 64.13330.2011)  $[R_p] = 12 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление растяжению с учетом коэффициентов

$$R_p = [R_p] * m_n * m_b = 12 * 1.1 * 1 = 13.2 \text{ МПа}.$$

Напряжения в растянутой зоне узла:

$$\sigma_p = -N/A + M_d/W = -157.242/1754.4 + 441.789 * 100/33024 = 1.248 \text{ кН/см}^2.$$

Так как напряжения в растянутой зоне карнизного стыка  $\sigma_p = 1.248 \text{ кН/см}^2 < 1.32 \text{ кН/см}^2 = R_p$ , следовательно прочность обеспечена.

Увеличиваем сечение карнизного узла.

Принимаем высоту сечения  $h = 140 \text{ см}$ .

$$\text{Площадь: } A = b * h = 21.5 * 140 = 2558.5 \text{ см}^2.$$

$$\text{Момент сопротивления: } W = b * h^2 / 6 = 21.5 * 140^2 / 6 = 70233.333 \text{ см}^3.$$

Находим напряжения в биссектрисном сечении между ригелем и стойкой.

$$l_0 = l_{ст} + l_p = 438.8 + 931.7 = 1370.5 \text{ см}.$$

, где  $l_{ст} = 438.8 \text{ см}$ .

$$l_p = 931.7 \text{ см}.$$

Для определения коэффициента, учитывающего изменение сечения в сжато-изгибаемых элементах определяем величину сбега

$$\text{Угол } \beta = 52.5^\circ.$$

Высота сечения на опоре и в коньке  $h_{оп} = h_k = 40 \text{ см}$ .

$$\text{Высота сечения у карнизного узла (рис. 2.1) } h * \sin \beta = 140 * \sin 52.5 = 111.069 \text{ см}.$$

$$\beta_1 = \beta_2 = h_{оп} / (h * \sin \beta) = 40 / 111.069 = 0.36.$$

Согласно табл. Е.1 (СП 64.13330.2011) для элементов прямоугольного сечения  $K_{жN} = 0.66 + 0.34 * \beta = 0.66 + 0.34 * 0.36 = 0.782$ .

Радиус инерции сечения в плоскости рамы  $i = 0.289 * h = 40.46 \text{ см}$ .

$$\text{Гибкость } \lambda = l_0 / i = 1370.5 / 40.46 = 33.873.$$

Коэффициент продольного изгиба:  $\varphi = 0.908$ .

Расчетное сопротивление сжатию  $R_c = 16 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление смятию вдоль волокон  $R_{см} = 16 \text{ МПа}$ .

Толщина слоя клееного сечения  $2 \text{ см}$ .

Коэффициент, учитывающий толщину слоев для клееных элементов  $m_{сл} = 1.093$ .

Коэффициент, учитывающий высоту сечения для клееных элементов  $m_b = 0.8$ .

Расчетное сопротивление смятию с учетом коэффициентов  $R_{cm} * m_{cl} * m_b = 16 * 1.093 * 0.8 = 13.99 \text{ МПа}$ .

Коэффициент:  $\xi = 1 - N / (\varphi * K_{жН} * A * R_c) = 0.938$ .

Изгибающий момент определенный из расчета по деформированной схеме  $M_d = M_2 / \xi = 402.912 / 0.938 = 429.544 \text{ кН*м}$ .

Расчетное сопротивление смятию поперек волокон  $R_{cm,90} = 3 \text{ МПа}$ .

Угол смятия  $\alpha_0 = 90 - 52.5 = 37.5^\circ$ .

Расчетное сопротивление при угле смятия

$$R_{cm,\alpha} = 13.99 / (1 + (13.99/3 - 1) * (\sin 37.5)^\alpha) = 7.66 \text{ МПа}.$$

Проверяем напряжения в сжатой зоне узла.

Напряжение в сжатой зоне карнизного стыка:

$$\sigma_c = N/A + M_d/W = 157.242/2558.5 + 429.544 * 100/70233.333 = 0.673 \text{ кН/см}^2.$$

Так как напряжения в сжатой зоне карнизного стыка

$\sigma_c = 0.673 \text{ кН/см}^2 < 0.766 \text{ кН/см}^2 = R_{cm,\alpha}$ , следовательно прочность обеспечена.

Проверяем напряжения в растянутой зоне узла.

Расчетное сопротивление растяжению для клееных элементов из древесины 1-го сорта базовых пород (ели, сосны по табл. 4 СП 64.13330.2011)  $[R_p] = 12 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление растяжению с учетом коэффициентов  $R_p = [R_p] * m_{п} * m_b = 12 * 1.1 * 1 = 13.2 \text{ МПа}$ .

Напряжения в растянутой зоне узла:

$$\sigma_p = -N/A + M_d/W = -157.242/2558.5 + 429.544 * 100/70233.333 = 0.55 \text{ кН/см}^2.$$

Так как напряжения в растянутой зоне карнизного стыка

$\sigma_p = 0.55 \text{ кН/см}^2 < 1.32 \text{ кН/см}^2 = R_p$ , следовательно прочность обеспечена.

### **3. Пример расчета гнутоклееной трехшарнирной рамы**

#### **3.1. Исходные данные**

Запроектировать утепленное складское помещение с несущими конструкциями из гнутоклееных рам. Рама пролетом  $l = 24 \text{ м}$ , высотой в

коньке  $h=9.6$  м, шагом рам  $B = 6$  м. Здание 2-го уровня ответственности (в соответствии с ГОСТ Р 54257-2010 «Надежность строительных конструкций и оснований»), что соответствует "нормальному" уровню ответственности по классификации «Технического регламента о безопасности зданий и сооружений». Коэффициент надежности по ответственности здания  $\gamma_n=1$ . Кровля утепленная из клефанерных панелей. Район строительства – г. Казань.

Ограждающая часть покрытия состоит из клефанерных панелей  $1,5 \times 6$  м, укладываемых непосредственно на раму.

### **3.2. Сбор нагрузок**

#### Постоянная нагрузка

Постоянная нагрузка на раму будет складываться из нагрузки от кровельных панелей и собственного веса рамы. Вес кровельной утепленной панели подсчитывается отдельно, здесь этот расчет мы не приводим, используем уже подсчитанные нормативную и расчетную нагрузки.

Собственный вес рамы определяем по коэффициенту собственного веса. Этот коэффициент для гнуклееных рам по справочным данным находится в пределах от 5 до 7. Принимаем  $k_{cb}=6$  и подсчитываем собственный вес рамы (нормативную нагрузку).

Погонная нагрузка от собственного веса рамы

$$q_b = (g^h + s^h) / (1000 / k_{cb} * l - 1) = (2.18 + 1.68 * 6) / (1000 / (6 * 24) - 1) = 2.06 \text{ кН/м.}$$

здесь  $g^h$  – нормативная нагрузка от покрытия (кровельной утепленной панели – табл. 3.1),  $s^h$  – нормативная снеговая нагрузка равная  $0.7 * 2.4 \text{ кПа} = 1.68 \text{ кПа}$  с учетом ширины грузовой площади рамы (рамы расположены с шагом 6м). Нормативная снеговая нагрузка определяется согласно п. 10.4 СП 20.13330.2011:

$$S_0 = 0.7 * S_g.$$

Здесь  $S_g$  - вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$ , который принимается по табл. 10.1 СП 20.13330.2011 в зависимости от снегового района места строительства. По карте 1 приложения Ж определяется снеговой район места строительства. В нашем случае г. Казань соответствует IV снеговому району, следовательно вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$   $S_g = 2.4 \text{ кПа}$ , что соответствует  $2.4 \text{ кН/м}^2$ .

Таблица 3.1.

## Сбор постоянной нагрузки

Наименование нагрузки	Нормативные кН/м	$\gamma_f$	Расчетные кН/м
Вес утепленного покрытия-панели	2.18		2.51
Собственный вес рамы, $q$	2.06	1.1	2.27
Итого:	4.24		4.78

## Временные нагрузки

Кроме постоянных нагрузок на раму действуют и временные нагрузки – ветровая и снеговая.

## Ветровая нагрузка

При заданных геометрических размерах рамы  $l \approx 20$  м, углу наклона кровли  $11.3^\circ$  и высоте стойки  $H \approx 5$  м ветровая нагрузка не учитывается, так как воздействие ветра на вертикальные элементы рамы не значительно, а на ригеле ветровое воздействие уменьшает усилие, т.е разгружает его.

## Снеговая нагрузка

Снеговая нагрузка определяется согласно п.п. 10.1-10.12 действующего СП 20.13330.2011. Нормативная снеговая нагрузка определяется согласно п. 10.4 СП 20.13330.2011:

$$S_0 = 0.7 * S_g.$$

Здесь  $S_g$  - вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$   $S_g$ , который принимается по таблице 10.1 СП 20.13330.2011 в зависимости от снегового района места строительства. В нашем случае Казань соответствует IV снеговому району, следовательно вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$   $S_g=2.4 \text{ кПа}$ , что соответствует  $2.4 \text{ кН/м}^2$ .

Нормативная снеговая нагрузка  $S_0 = 0.7 * S_g = 0.7 * 2.4 \text{ кН/м}^2 = 1.68 \text{ кН/м}^2$ .

Расчетная снеговая нагрузка вычисляется по выражению

$$S = S_0 * c_e * c_t * \mu * \gamma_f.$$

Значение коэффициента  $c_e$ , (коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра) согласно пунктам 10.5 и 10.6 СП20.13330.2011, принимается с учетом уклона покрытия здания и средней скорости ветра за три наиболее холодных месяца.

Согласно пункту 10.6 для покрытий с уклонами от 12 до 20 % (в нашем случае угол наклона ригеля  $11.3^{\circ}$  соответствует уклону 19.98%) однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах с  $V \geq 4$  м/с (г. Казань находится в районе со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца 5м/с приложение Ж СП20.13330.2011) коэффициент сноса принимается  $c_e = 0,85$ .

Коэффициент  $\mu$  (коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие ) определяем согласно приложению Г с учетом типа и угла наклона покрытия (ската кровли). Для двухскатного покрытия при уклоне покрытия меньше  $30^{\circ}$  (в нашем случае двухскатное покрытие с углом  $11.3^{\circ}$ ) принимается коэффициент  $\mu = 1$ .

Термический коэффициент  $c_t$  принимается согласно пункту 10.10 СП20.13330.2011. Так как покрытие здания утепленное, то  $c_t = 1$ .

Коэффициент надежности по снеговой нагрузке  $\gamma_f$  , согласно пункту 10.12 СП 20.13330.2011 принимается равным 1,4.

Таким образом, расчетная снеговая нагрузка

$$S = S_0 * c_e * c_t * \mu * \gamma_f = 1.68 * 0.85 * 1 * 1 * 1.4 = 1.9992 \text{ кН/м}^2.$$

С учетом ширины грузовой площади рамы (рамы расположены с шагом 6м) нормативная погонная нагрузка на ригель рамы составит

$$1.68 \text{ кН/м}^2 * 6\text{м} = 10.08 \text{ кН/м},$$

расчетная погонная нагрузка на ригель рамы

$$1.9992 \text{ кН/м}^2 * 5\text{м} = 11.995 \text{ кН/м} \approx 12 \text{ кН/м}.$$

В соответствии с требованиями приложения Г СП 20.13330.2011 для зданий с односкатными и двускатными покрытиями и углом наклона покрытия меньше  $20^{\circ}$  обязательным является учет приложения симметричной снеговой нагрузки – на всем пролете здания.

Кроме того, по требованию пункта 10.4 СП 20.13330.2011, рассматривается загрузка снеговой нагрузкой на одной половине пролета. Таким образом, в статическом расчете должны быть учтены одна постоянная нагрузка и три варианта снеговой нагрузки. Схема приложения снеговых нагрузок приведена на рис. 3.1.

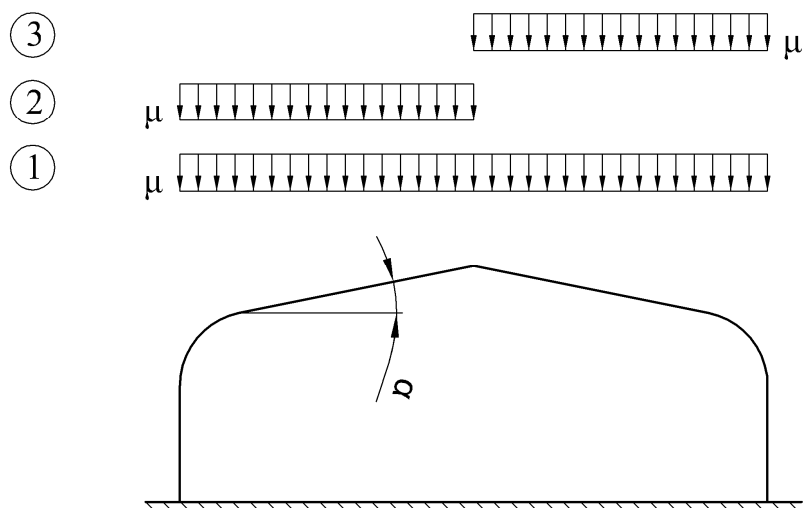


Рис. 3.1. Схема приложения снеговых нагрузок на раму

### 3.3. Определение геометрических характеристик.

Высота рамы в коньке  $f = 9.6\text{ м}$ .

Пролет рамы  $l = 24\text{ м}$ .

Принимаем толщину досок после острожки  $\delta = 1.4\text{ см}$ .

Наименьший допустимый радиус кривизны гнутых участков  $r_{\min} = 150 \cdot \delta = 150 \cdot 1.4 = 210\text{ см}$ , где  $\delta$  – толщина доски.

Радиус кривизны гнутых участков (радиус выгиба) принимаем  $r = 3\text{ м}$ .

Принятый радиуса выгиба  $r = 300\text{ см}$  несколько больше наименьшего допустимого радиуса кривизны гнутых участков  $r_{\min} = 210\text{ см}$ .

Угол наклона ригеля  $i = 1 : 5$ ;  $\text{tg}\alpha = 1/5 = 0.2$ ;  $\alpha = 11.3^\circ$ .

$\sin\alpha = 0.196$ ;  $\cos\alpha = 0.981$ .

Угол между радиусом, проходящим по биссектрисному сечению и осям стойки и ригеля (рис. 1.1.):

$\beta = (90^\circ + \alpha) / 2 = (90 + 11.3) / 2 = 50.65^\circ$ .

$\sin\beta = 0.773$ ;  $\cos\beta = 0.634$ ;  $\text{tg}\beta = 1.22$ .

Центральный угол гнутого карнизного узла (рис. 1.1.):

$\gamma = 90 - \alpha = 90 - 11.3 = 78.7^\circ = 1.374\text{ рад}$ .

Длина гнутой части карнизного узла (рис. 1.1.):

$l_{\text{гн}} = \pi \cdot r \cdot \gamma / 180 = 3.1416 \cdot 3 \cdot 78.7 / 180 = 4.121\text{ м}$ .

Длина стойки (рис. 1.1.):

$l_{\text{ст}} = f - 0.5 \cdot l \cdot \text{tg}\alpha - r \cdot \text{tg}(45 - \alpha/2) = 9.6 - 0.5 \cdot 24 \cdot 0.2 - 3 \cdot 0.8199 = 4.74\text{ м}$ .

Условная длина стойки :

$$H_{ст} = f - l/2 * \operatorname{tg} \alpha = 9.6 - 24/2 * 0.2 = 7.2 \text{ м.}$$

Длина полуригеля (рис. 1.1.):

$$l_p = (l/2 - r + r * \sin \alpha) / \cos \alpha = (24/2 - 3 + 3 * \sin 11.3) / \cos 11.3 = 9.777 \text{ м.}$$

Длина полурамы:

$$L_{пр} = l_{ст} + l_{гн} + l_p = 4.74 + 4.121 + 9.777 = 18.638 \text{ м.}$$

Ось полурамы разбиваем на 6 сечений (рис. 3.2).

Таблица 3.2.

№	X, м	Y, м
0	0	0
1	0	4.74
2	0.68	6.64
3	2.41	7.68
4	6	8.4
5	12	9.6

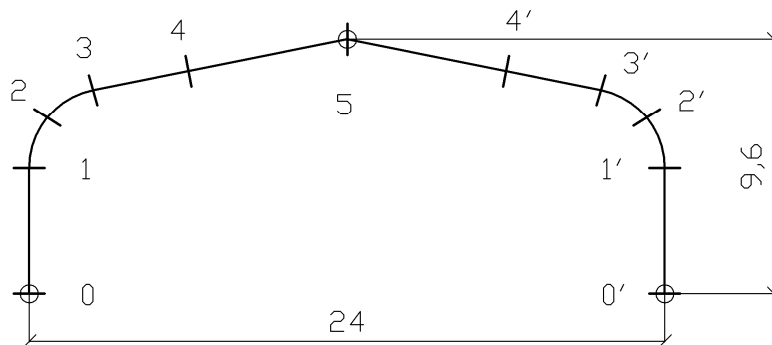


Рис. 3.2. Расчетная схема рамы с нумерацией сечений

### **3.4. Статический расчет гнутоклееной рамы вручную**

Определение вертикальных опорных реакций, горизонтальной силы  $H$ , продольной силы  $N$ , поперечной силы  $Q$ , изгибающего момента  $M$ .

1. Снеговая нагрузка на левой половине рамы  $S = 12$  кН/м.

Пролет  $l = 24$  м.

Высота рамы в коньке  $f = 9.6$  м.

Находим опорные реакции: вертикальную у левой опоры

$$R_A = 3 * S * l / 8 = 3 * 12 * 24 / 8 = 108 \text{ кН}$$

и горизонтальную опорную реакцию у левой опоры

$$H_A = (S * l^2) / (16 * f) = (12 * 24^2) / (16 * 9.6) = 45 \text{ кН.}$$

Составляя уравнения равновесия для части рамы до рассматриваемого сечения находим изгибающие моменты:

$$M_0 = 0 \text{ кН*м}; \quad X_1 = 0 \text{ м}; \quad Y_1 = 4.74 \text{ м};$$

$$M_1 = -H_A * Y_1 = -45 * 4.74 = -213.3 \text{ кН*м};$$

$$X_2 = 0.68 \text{ м}; \quad Y_2 = 6.64 \text{ м};$$

$$M_2 = R_A * X_2 - H_A * Y_2 - (S * X_2^2) / 2 = \\ = 108 * 0.68 - 45 * 6.64 - (12 * 0.68^2) / 2 = -228.134 \text{ кН*м};$$

$$X_3 = 2.41 \text{ м}; \quad Y_3 = 7.68 \text{ м};$$

$$M_3 = R_A * X_3 - H_A * Y_3 - (S * X_3^2) / 2 = \\ = 108 * 2.41 - 45 * 7.68 - (12 * 2.41^2) / 2 = -120.169 \text{ кН*м};$$

$$X_4 = 6 \text{ м}; \quad Y_4 = 8.4 \text{ м};$$

$$M_4 = R_A * X_4 - H_A * Y_4 - (S * X_4^2) / 2 = 108 * 6 - 45 * 8.4 - (12 * 6^2) / 2 = 54 \text{ кН*м};$$

$$M_5 = 0 \text{ кН*м}.$$

Аналогично, по уравнениям равновесия, находим продольные и поперечные силы:

$$N_1 = R_A = 108 \text{ кН}; \quad N_5 = H_A = 45 \text{ кН};$$

$$Q_1 = H_A = 45 \text{ кН}; \quad Q_5 = R_A - S * l / 2 = 108 - 12 * 24 / 2 = -36 \text{ кН}.$$

Перерезывающая сила  $Q_2$  и  $N_2$  в сечении "2" с максимальным моментом:

$$Q_2 = R_A * \sin\beta - H_A * \cos\beta = 108 * \sin 50.65 - 45 * \cos 50.65 = 54.982 \text{ кН}.$$

$$N_2 = R_A * \cos\beta + H_A * \sin\beta = 108 * \cos 50.65 + 45 * \sin 50.65 = 103.276 \text{ кН}.$$

Снеговая нагрузка на правой половине рамы.

Рассмотрим правую половину рамы. Вычисляем опорные реакции:

$$R_B = S * l / 8 = 12 * 24 / 8 = 36 \text{ кН};$$

$$H_B = (S * l^2) / (16 * f) = (12 * 24^2) / (16 * 9.6) = 45 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты для расчетных точек на правой полураме:

$$M_0 = 0 \text{ кН*м};$$

$$X_1 = 0 \text{ м}; \quad Y_1 = 4.74 \text{ м};$$

$$M_1 = -H_A * Y_1 = -45 * 4.74 = -213.3 \text{ кН*м};$$

$$X_2 = 0.68 \text{ м}; \quad Y_2 = 6.64 \text{ м};$$

$$M_2 = R_B * X_2 - H_B * Y_2 = 36 * 0.68 - 45 * 6.64 = -274.32 \text{ кН*м};$$

$$X_3 = 2.41 \text{ м}; \quad Y_3 = 7.68 \text{ м};$$

$$M_3 = R_B * X_3 - H_B * Y_3 = 36 * 2.41 - 45 * 7.68 = -258.84 \text{ кН*м};$$

$$X_4 = 6 \text{ м}; \quad Y_4 = 8.4 \text{ м};$$

$$M_4 = R_B * X_4 - H_B * Y_4 = 36 * 6 - 45 * 8.4 = -162 \text{ кН*м};$$

$$M_5 = 0 \text{ кН*м}.$$



Продольные и поперечные силы для расчетных точек на правой полураме:

$$U_{\text{Гол}} \beta = 50.65^\circ.$$

$$N_0 = R_B = 36 \text{ кН};$$

$$N_2 = R_B \cdot \cos \beta + H_B \cdot \sin \beta = 36 \cdot \cos 50.65 + 45 \cdot \sin 50.65 = 57.624 \text{ кН};$$

$$N_5 = H_B = 45 \text{ кН};$$

$$Q_0 = H_B = 45 \text{ кН};$$

$$Q_2 = R_B \cdot \sin \beta - H_B \cdot \cos \beta = 36 \cdot \sin 50.65 - 45 \cdot \cos 50.65 = -0.694 \text{ кН};$$

$$Q_5 = R_B = 36 \text{ кН}.$$

Для получения усилий от снеговой нагрузки по варианту 3 (несимметричная нагрузка на правой половине рамы) воспользуемся симметричностью рамы и рассчитанные усилия перепишем «зеркально», т.е. усилия для расчетной точки 1 при загрузке несимметричной снеговой нагрузкой на правой половине рамы будут равны усилиям для точки 1' при загрузке несимметричной снеговой нагрузкой на левой половине рамы. Так поступаем со всеми точками.

Для получения усилий от снеговой нагрузки по варианту 1 (симметричная нагрузка на всем пролете рамы) сложим уже полученные усилия в соответствующих точках в результате расчета при загрузке снеговой нагрузкой на левой и на правой половине рамы.

Эти расчеты более наглядно выполнять в табличной форме (табл. 3.3).

Усилия от постоянной нагрузки определяем умножением усилий от симметричной (двусторонней) снеговой нагрузки на коэффициент:

$$k = q/S = (4,78 / \cos 11.3^\circ) / 12 = 4,87 \text{ кН/м} / 12 \text{ кН/м} = 0,4.$$

Здесь учитываем, что нагрузка от собственного веса покрытия приложена по скату, а в расчете используем горизонтальную проекцию.

Окончательно результаты статического расчета представлены в табл. 3.4.

### Расчетные сочетания усилий

Для получения расчетных усилий, по которым будет производиться подбор и проверка элементов рамы, конструирование и расчет узлов, необходимо найти комбинации усилий от постоянных и временных нагрузок, которые будут наиболее опасными. В нашем случае присутствует только один тип временной нагрузки (снеговая), но разных вариантов, по этому будем находить максимальные значения усилий в вариантах снеговой нагрузки (с учетом знака) и суммировать с усилиями

от постоянной нагрузки. Определение расчетных усилий сводим в таблицу (табл. 3.5).

Таблица 3.3.

Результаты статического расчета рамы на снеговую нагрузку

№ сечения	Снеговая нагрузка $s=12$ кН/м		
	слева	справа	на всем пролете (сумма)
Изгибающие моменты $M$ , кН*м			
0	0	0	0
1	-213.3	-213.3	-426.6
2	-228.13	-274.32	-502.454
3	-120.17	-258.84	-379.009
4	54	-162	-108
5	0	0	0
Продольные силы $N$ , кН			
0	108	36	144
2	103.276	57.624	160.9
5	45	45	90
Поперечные силы $Q$ , кН			
0	45	45	90
2	54.982	-0.694	54.288
5	-36	36	0

Таблица 3.4

Результаты статического расчета рамы

№ сечения	Постоянная нагрузка $g = 4.78$ кН/м ( $k=4.87/\cos 11.3^\circ/12 = 0.4$ )	Снеговая нагрузка $s=12$ кН/м		
		Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3
		на всем пролете	слева	справа
Изгибающие моменты $M$ , кН*м				
0	0	0	0	0
1	-170.64	-426.6	-213.3	-213.3
2	-200.98	-502.45	-228.134	-274.32
3	-151.6	-379.01	-120.169	-258.84
4	-43.2	-108	54	-162
5	0	0	0	0
Продольные силы $N$ , кН				
0	57.6	144	108	36
2	64.36	160.9	103.276	57.624
5	36	90	45	45
Поперечные силы $Q$ , кН				
0	36	90	45	45
2	21.715	54.288	54.982	-0.694
5	0	0	-36	36

Таблица 3.5

Таблица определения расчетных усилий от сочетаний нагрузок

№ сечения	Постоянная нагрузка	Снеговая нагрузка			Расчетные усилия
		Вариант 1	Вариант 2	Вариант 3	
Изгибающие моменты M, кН*м					
0	0	0	0	0	$0+0=0$
1	-170.64	-426.6	-213.3	-213.3	$-170.64+-426.6 = -597.24$
2	-200.98	-502.45	-228.134	-274.32	$-200.982+-502.454 = -703.436$
3	-151.6	-379.01	-120.169	-258.84	$-151.604+-379.009 = -530.613$
4	-43.2	-108	54	-162	$-43.2+-162 = -205.2$
5	0	0	0	0	$0+0=0$
Продольные силы N, кН					
0	57.6	144	108	36	$57.6+144 = 201.6$
2	64.36	160.9	103.276	57.624	$64.36+160.9 = 225.26$
5	36	90	45	45	$36+90 = 126$
Поперечные силы Q, кН					
0	36	90	45	45	$36+90 = 126$
2	21.715	54.288	54.982	-0.694	$21.715+54.982 = 76.697$
5	0	0	-36	36	$0+36 = 36$

### 3.5. Пример расчета гнутоклееной рамы в ПК «Лира»

#### Шаг 1. Исходные данные

Запроектировать трехшарнирную гнутоклееную раму, пролет рамы  $L=24\text{м}$ , высота  $h=9.6\text{м}$ ,  $B=6\text{ м}$ . Рама проектируется для отапливаемого склада готовой продукции. Район строительства – г. Казань. Сосна 2-го сорта. В результате компоновки поперечной рамы получена расчетная схема, приведенная на рис.3.1.

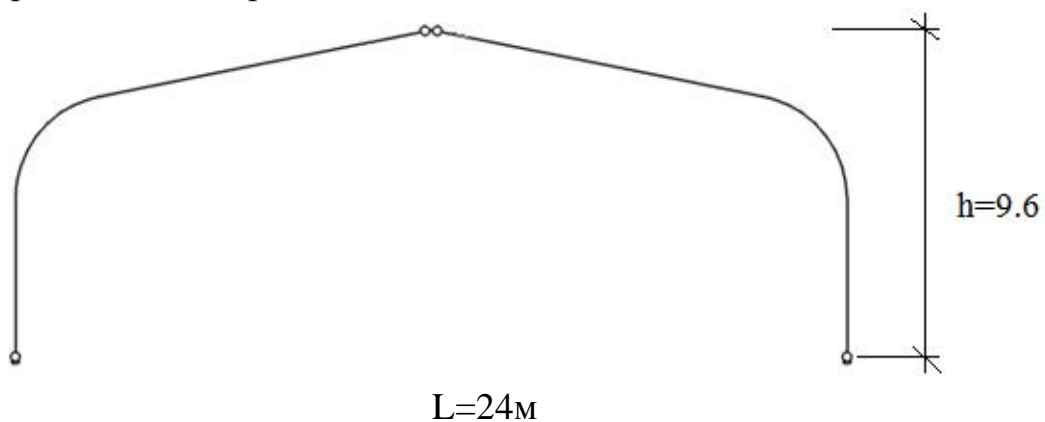



Рис. 3.1. Расчетная схема поперечной рамы

## Шаг 2. Составление новой задачи

Для создания новой задачи выполните пункт меню **Файл**  $\rightarrow$  **Новый** (кнопка  на панели инструментов).

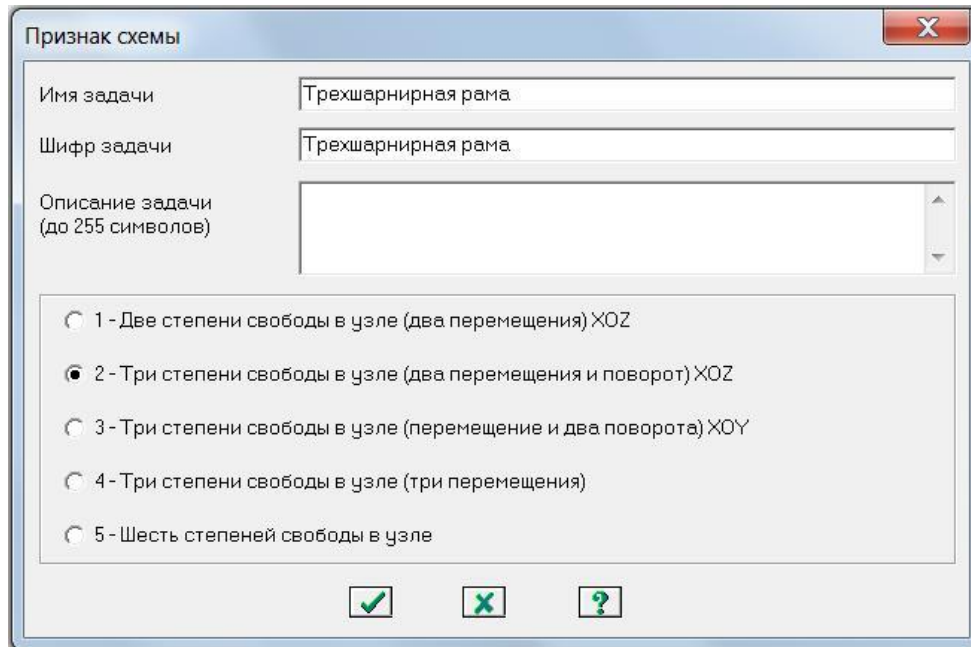


Рис. 3.2. Диалоговое окно **Признак схемы**

В появившемся диалоговом окне **Признак схемы** (рис.3.2) задайте следующие параметры:

- Ø **Имя создаваемой задачи – Гнутоклееная рама** (шифр задачи по умолчанию совпадает с именем задачи);
- Ø **Признак схемы – 2 – Три степени свободы в узле (два перемещения и поворот) XOZ.**

После этого щелкните по кнопке **Подтвердить** (рис. 3.2).

## Шаг 3. Создание геометрической схемы

Координаты точек рамы задаем, как в ручном счете:




1: X=0; Y=0; Z=4.74.

2: X=0.68; Y=0; Z=6.64.

3: X=2.41; Y=0; Z=7.68.

4: X=6; Y=0; Z=8.4.

5: X=12; Y=0; Z=9.6.

- Ø Вызовите диалоговое окно **Добавить узел** с помощью меню **Схема**  **Корректировка**  **Добавить узел** (кнопка  на панели инструментов).
- Ø Выберите вкладку **по координатам**, и в строках значений введите данные, которые представлены выше.
- Ø Чтобы создать криволинейный участок, щелкните **Добавить узел**, далее перейдите во вкладку **По окружности**. Поставьте галочку в пункте **Указать центр курсором** (для указания центра окружности постройте точку правее координаты точки 1 на 3м(X=3; Z=4,74). Введите радиус дуги **R=300см=3м**, количество разбиений (чем больше отрезков, тем точнее схема), и укажите центральный угол гнутой части (78.7). Построение ведется в плоскости XOZ. Также должна стоять отметка **Соединить узлы стержнями**.

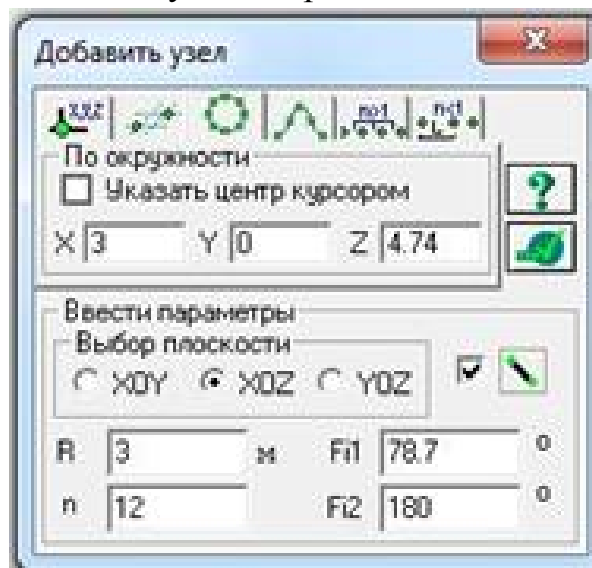






Рис. 3.3. Диалоговое окно **Добавить узел**

- Ø После каждого ввода координат щелкните по кнопке  – **Применить**.
- Ø Для создания стержней выполните пункт меню **Схема**  **Корректировка**  **Добавить элемент** (кнопка  на панели инструментов).
- Ø Выберите вкладку **Добавить стержень** (рис 3.4), и с помощью курсора соедините построенные ранее узлы (рис 3.5)

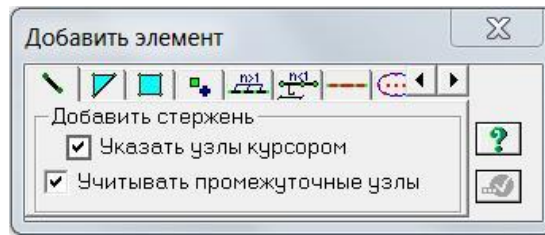


Рис. 3.4. Диалоговое окно **Добавить стержень**

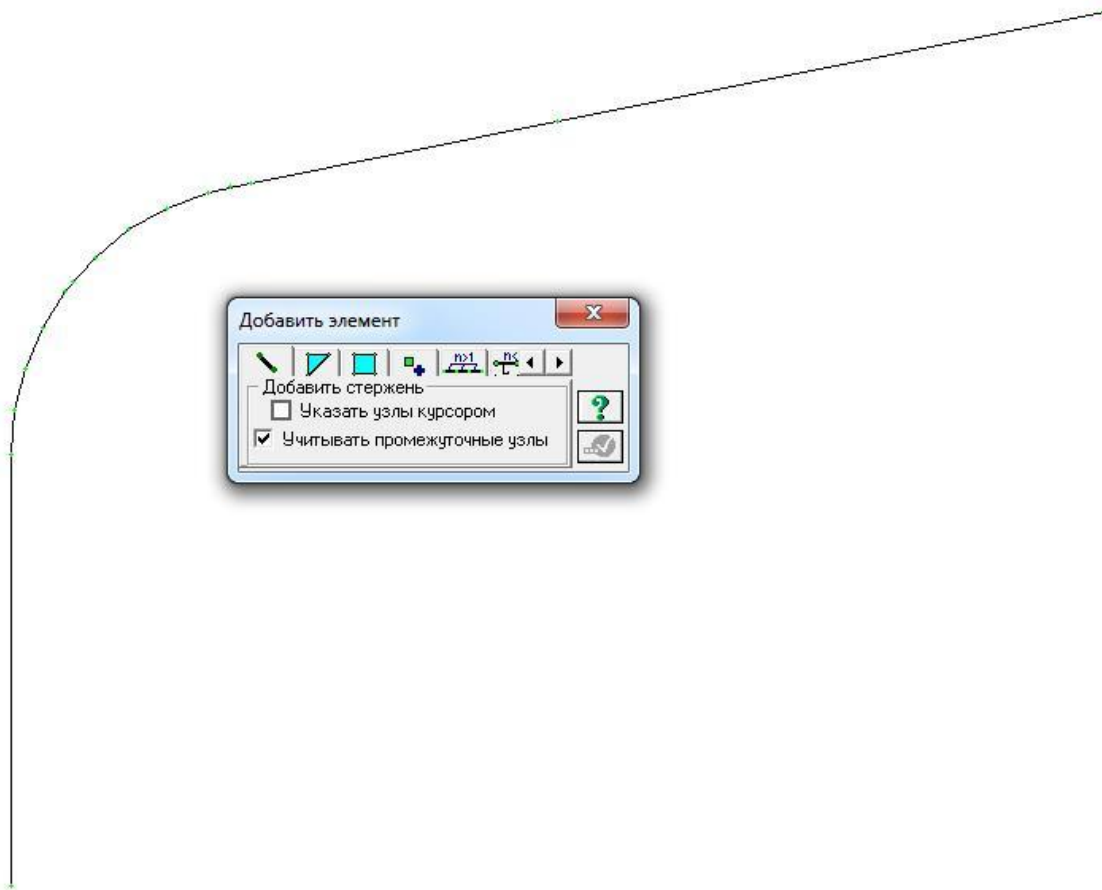




Рис. 3.5. Результат создания стержней в диалоговом окне **Добавить стержень**

#### Шаг 4. Задание граничных условий

- Ø Выполните пункт меню **Выбор ▾ Отметка узлов** (кнопка  на панели инструментов).
- Ø С помощью курсора выделите опорные узлы арки (узлы окрашиваются в красный цвет). С помощью пункта меню **Схема ▾ Связи** (кнопка  на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Связи в узлах**

(рис.3.6). В этом окне, с помощью установки флажков, отметьте направления, по которым запрещены перемещения узлов (**X, Z**).

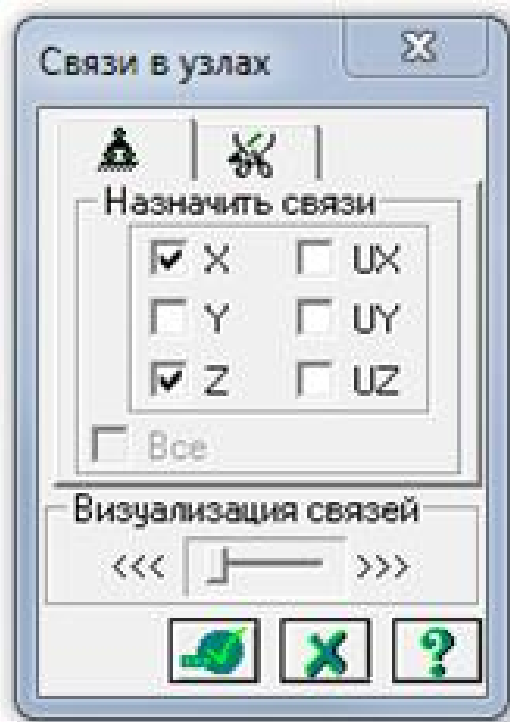





Рис. 3.6. Диалоговое окно **Связи в узлах**


Ø После этого щелкните по кнопке  – **Применить** (узлы окрашиваются в синий цвет).

Выполните пункт меню **Выбор ▾ Отметка узлов** (кнопка  на панели инструментов), чтобы снять активность с операции отметки узлов.

### Шаг 5. Задание шарнира в вершине рамы

Выполните пункт меню **Выбор ▾ Отметка элементов** (кнопка  на панели инструментов). С помощью курсора выделите 2 стержня при вершине рамы (элементы окрашиваются в красный цвет).

Ø Из меню **Жесткости ▾ Шарниры** (кнопка  на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Шарниры** (рис. 3.7).

Ø В этом окне с помощью установки соответствующих флажков укажите узлы и направления, по которым снимается жесткость связи одного из концов стержня с узлом. 2-й узел – **UY**. Щелкните по кнопке  – **Применить**

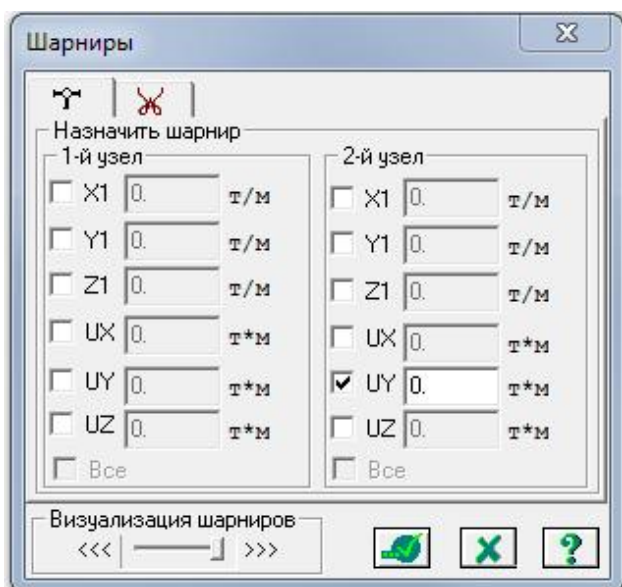


Рис. 3.7. Диалоговое окно  
**Шарниры**

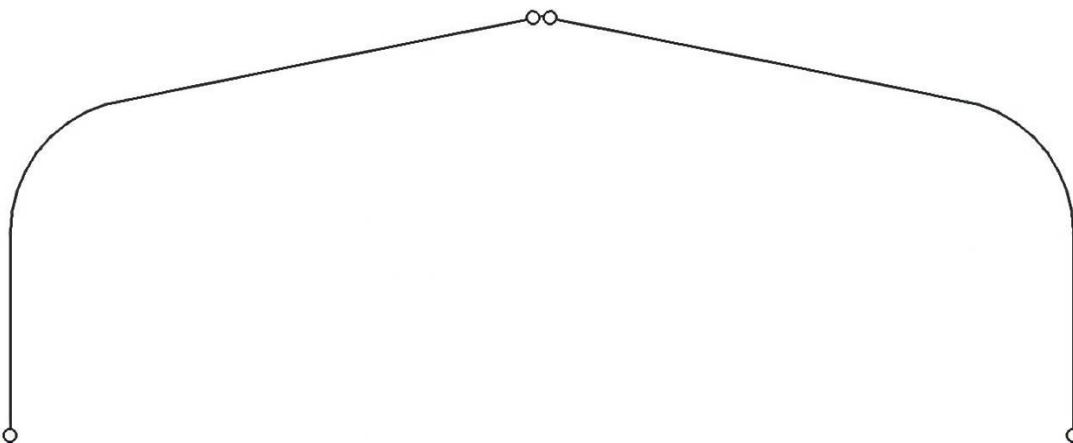



Рис.3.8. Шарниры схемы

### Шаг 6. Задание жесткостных характеристик

Геометрические характеристики в данный момент являются искомыми величинами. Однако не присвоив жесткостные характеристики элементам схемы, невозможно выполнить расчет. Принимаем  $H=96\text{см}$ ,  $B=21,5\text{см}$ .

Ø С помощью меню **Жесткости** ⚙ **Жесткости элементов** (кнопка  на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Жесткости элементов** (рис.3.9).



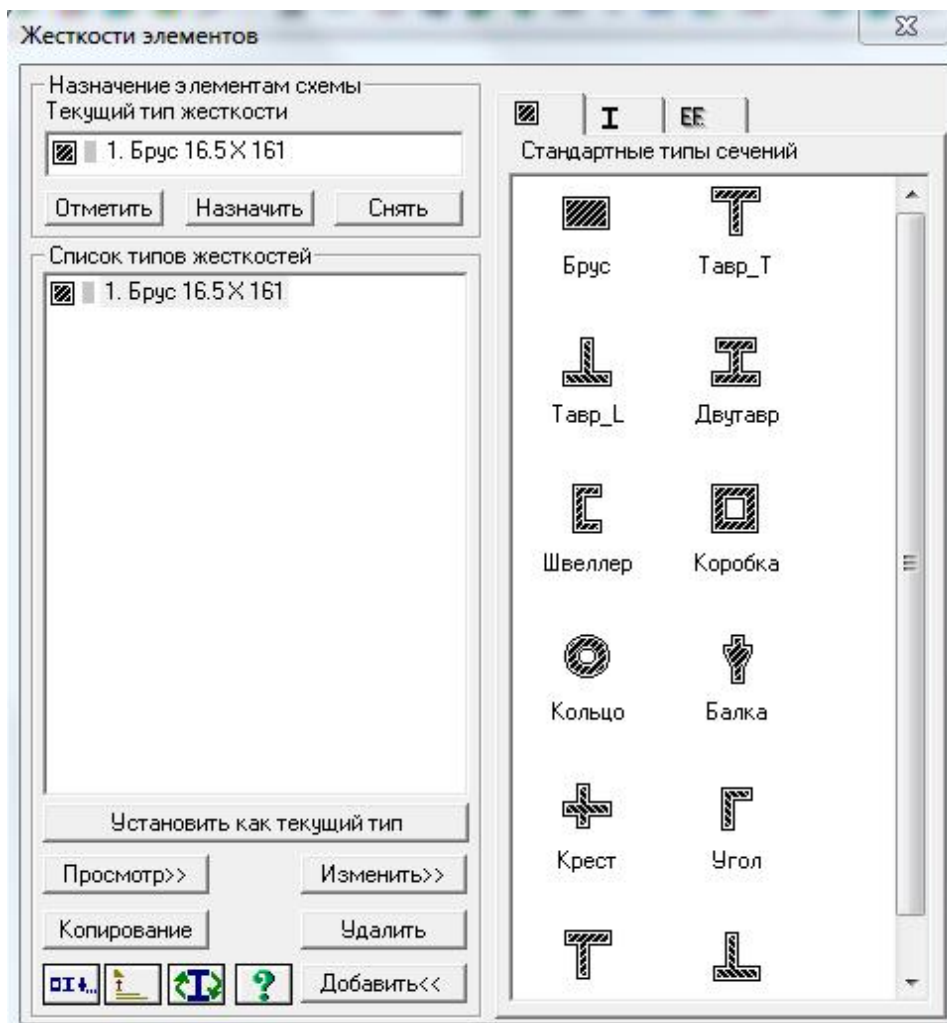



Рис. 3.9 Диалоговое окно **Жесткости элементов**

В этом окне щелкните по кнопке **Добавить** и в библиотеке жесткостных характеристик щелкните по первой закладке **Стандартные типы сечений**, и дважды щелкните на эскизе **Брус**. В окне **Задание стандартного сечения** введите данные согласно рис. 3.10, и нажмите **Нарисовать** и **Подтвердить**.

Назначение добавленного типа жесткости элементам расчетной схемы происходит следующим образом.

- Ø Выделите в **Списке типов жесткостей** «Брус 21.5 x 96».
- Ø Нажмите кнопку **Установить как текущий тип**, после этого в строке **Текущий тип жесткости** появится название типа жесткости.
- Ø Выделите элементы рамы, которым будет присвоен текущий тип жесткости. Нажмите кнопку **Назначить**.

- Ø Выполните пункт меню **Опции** **Флаги рисования** (кнопка  на панели инструментов).

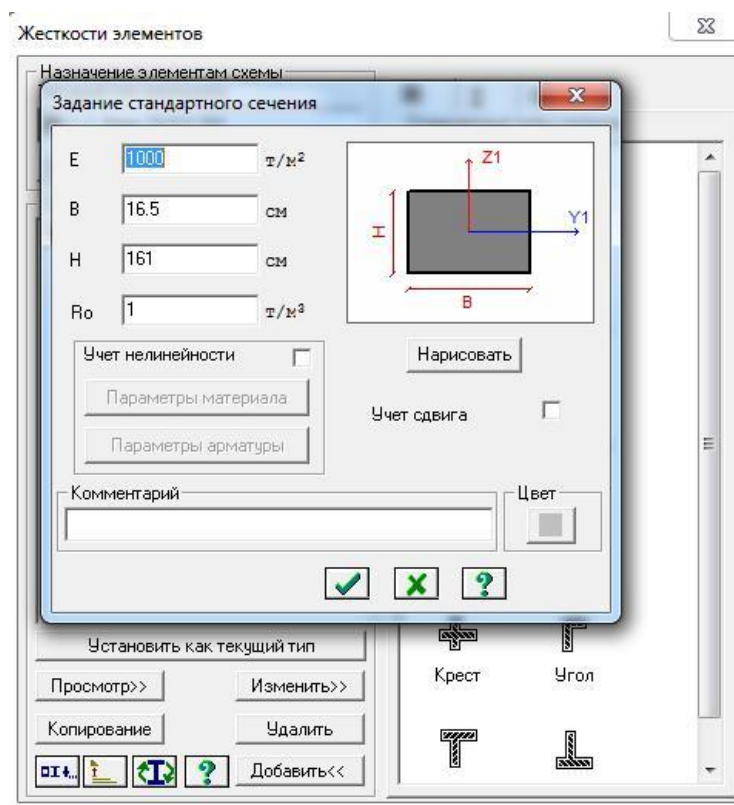



Рис. 3.10. Диалоговое окно **Задание стандартного сечения**

В диалоговом окне **Показать** при активной закладке **Элементы** установите флажок **Местные оси стержней**.

- Ø Щелкните по кнопке  – **Перерисовать**.
- Ø Выделите верхние элементы правой полурамы. С помощью меню **Схема** **Ф** **Корректировка** вызовите диалоговое окно **Местные оси стержней** и выполните **Инверсно**.

### Шаг 7. Задание нагрузок

Задание нагрузок выполняется по следующему алгоритму.

Сделайте активным загрузку, в котором будут приложены данные нагрузки. Переключение между загрузками осуществляется выбором в меню **Нагрузки** **Ф** **Выбор загрузки** или с помощью счетчика, расположенного на панели инструментов.

Рекомендуется задать название загрузки в строке **Имя** диалога **Активное загрузка**.

Задание параметров нагрузок осуществляется в диалоговом окне **Задание нагрузок**, которое вызывается в меню **Нагрузки** → **Нагрузки на узлы и элементы**. Данное окно включает шесть вкладок, которые поделены на различные типы нагрузок.

Выбрать закладку, нажать на кнопку с пиктограммой нужного типа нагрузки. В открывшемся окне задать параметры нагрузки, нажать кнопку **ОК**. Введенные параметры отразятся в строке **Текущая нагрузка** диалога **Задание нагрузок**.

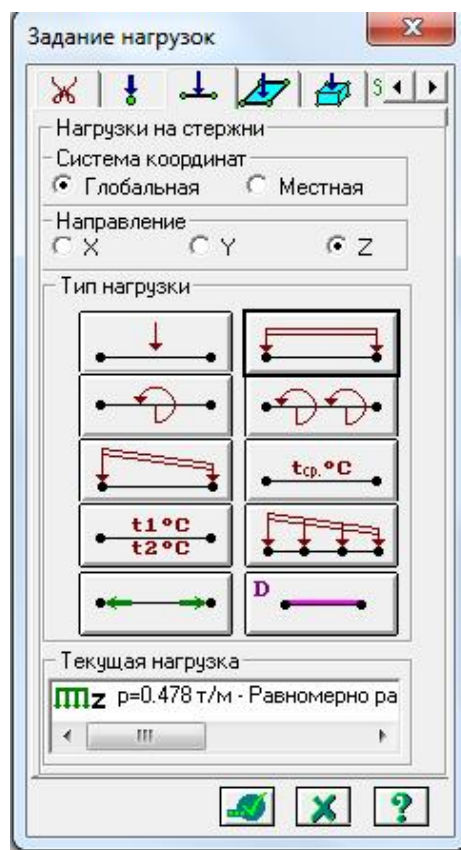


Рис. 3.11. Диалоговое окно **Задание нагрузок**

Выделить узлы или элементы на расчетной схеме. Нажать кнопку **Применить** в диалоговом окне **Задание нагрузок**. Для отображения нагрузок на расчетной схеме, необходимо поставить соответствующий флажок на вкладке **Флаги рисования**

### 1) Формирование загрузки от собственного веса и веса кровли

Выделите элементы рамы.




- Ø Вызовите диалоговое окно **Задание нагрузок** (рис.3.11) с помощью меню **Нагрузки** **»** **Нагрузка на узлы и элементы** (кнопка  на панели инструментов).
- Ø В этом окне активизируйте закладку **Нагрузки на стержни**.
- Ø Затем радиокнопками укажите систему координат **Глобальная**, направление – вдоль оси **Z**.
- Ø Щелчком по кнопке равномерно распределенной нагрузки вызовите диалоговое окно **Параметры**.
- Ø В этом окне задайте интенсивность нагрузки  $g_1 = 0.478$  тс/м (табл. 3.1, рис.3.12).
- Ø Щелкните по кнопке **Подтвердить**.
- Ø После этого в диалоговом окне **Задание нагрузок** щелкните по кнопке  – **Применить**.



Рис. 3.12. Диалоговое окно **Параметры**

## 2) Формирование снегового заграждения на две полурамы

- Ø Выполните пункт меню **Выбор** **»** **Отметка элементов** (кнопка  на панели инструментов). Выберите курсором необходимые для задания нагрузки элементы.
- Ø В диалоговом окне **Задание нагрузок** **»** **Нагрузки на стержни** щелчком по кнопке равномерно распределенной нагрузки вызовите диалоговое окно **Параметры**.
- Ø В этом окне задайте интенсивность  $g_2 = 1.2$  т/м.(табл. 3.1, рис.3.13).
- Ø Поставить галочку в поле **Проективная**.
- Ø Щелкните по кнопке **Подтвердить**.
- Ø После этого в диалоговом окне **Задание нагрузок** щелкните по кнопке **Применить**.

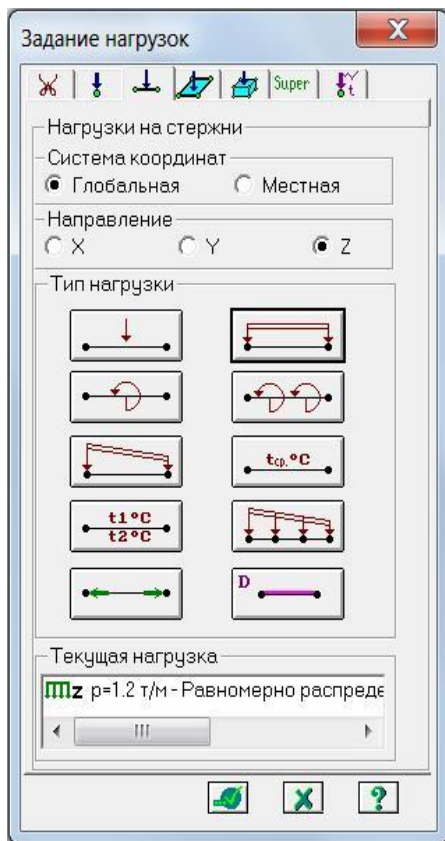



Рис. 3.13. Задание снеговой нагрузки


### 3) Формирование снегового загрузения на левую и правую полурамы

- Ø Выполнить аналогично загрузению п. 7.2, только для элементов левой и правой полурамы, соответственно.
- Ø Интенсивность  $g_2 = 1.2$  т/м.







#### Шаг 8.Упаковка схемы

- Ø С помощью меню **Схема** ▾ **Корректировка** ▾ **Упаковка схемы** (кнопка  на панели инструментов) вызовите диалоговое окно **Упаковка**.
- Ø В этом окне щелкните по кнопке **Упаковать** (упаковка схемы производится для сшивки совпадающих узлов и элементов, а также для безвозвратного исключения из расчетной схемы удаленных узлов и элементов).

## Шаг 9. Статический расчет рамы

- Ø Запустите задачу на расчет с помощью меню **Режим ▾ Выполнить расчет** (кнопка  на панели инструментов).

## Шаг 10. Просмотр и анализ результатов расчета

- Ø После расчета задачи переход в режим результатов расчета осуществляется с помощью меню **Режим ▾ Результаты расчета** (кнопка  на панели инструментов).
- Ø В режиме просмотра результатов расчета по умолчанию расчетная схема отображается с учетом перемещений узлов. Для отображения схемы без учета перемещений узлов выполните пункт меню **Схема ▾ Исходная схема** (кнопка  на панели инструментов).
- Ø Выведите на экран эпюру  $M_Y$  с помощью меню **Усилия ▾ Эпюры ▾ Эпюры изгибающих моментов ( $M_Y$ )** (кнопки , а затем  на панели инструментов).
- Ø Для вывода эпюры  $N$  выполните пункт меню **Усилия ▾ Эпюры ▾ Эпюры продольных сил ( $N$ )** (кнопка  на панели инструментов).
- Ø Для вывода эпюры  $Q_Z$  выполните пункт меню **Усилия ▾ Эпюры ▾ Эпюры поперечных сил ( $Q_Z$ )** (кнопка  на панели инструментов).

## Шаг-11. Формирование и просмотр таблиц результатов расчета

- Ø Для вывода на экран таблицы со значениями расчетных усилий в элементах схемы, выполните пункт меню **Окно ▾ Интерактивные таблицы**.
- Ø После этого в диалоговом окне **Редактор форм** выделите строку **Усилия (стержни)**.
- Ø Щелкните по кнопке **Применить**.
- Ø В диалоговом окне **Создание таблицы элементов** с помощью радиокнопки выберите **Для всех загружений** (рис 3.14.).
- Ø Щелкните по кнопке **Подтвердить**.

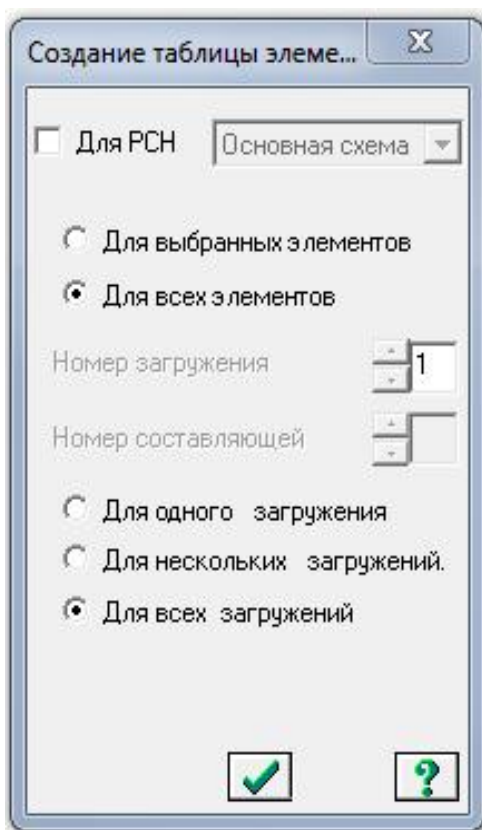


Рис. 3.14 Диалоговое окно **Создание таблицы элементов**

Таблица 3.6.

Значения усилий в характерных точках

№ сечения	Постоянная нагрузка $g = 4.78 \text{ кН/м}$	Снеговая нагрузка $s=12 \text{ кН/м}$			Расчетное сечение усилий
		слева	справа	сумма	
Изгибающие моменты $M$ , $\text{кН*м}$					
1	-64.35	-212.1	-212.1	-424.2	-488.55
2	-185.112	-191.31	-272.12	-463.43	-648.542
3	-153.904	-123.47	-262.04	-385.51	-539.414
4	-44.7	56	-165	-109	-209.7
Продольные силы $N$ , $\text{кН}$					
1	58.3	109	39	148	206.3
2	62.78	109.8	55.4	165.2	227.98
5	33	47	47	94	127
Поперечные силы $Q$ , $\text{кН}$					
1	33	47	47	94	127
2	15.36	52.1	-13.7	38.4	67.46
5	0	-33	33	0	33

Сравнивая полученные усилия вручную (табл.3.3) и на ПК «Ли́ра» (табл. 3.4) можно увидеть, что значения отличаются незначительно.

### **3.6. Подбор и проверка сечений элементов гнутоклееной рамы**

#### ***3.6.1. Подбор сечений элементов гнутоклееной рамы***

Рассматриваем сечение 2 с расчетными усилиями:

Расчетный изгибающий момент в сечении 2  $M = 703.436 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Расчетная продольная сила в сечении 2  $N = 225.26 \text{ кН}$ .

Принимаем породу древесины - лиственница.

Сорт древесины - 2 -ой.

Толщина досок после острожки  $\delta = 1.4 \text{ см}$ .

Ширина досок после острожки  $b = 16.5 \text{ см}$ .

Расчетные сопротивления базовых пород древесины (ели, сосны по табл. 3 СП 20.13330.2011)  $[R_c] = [R_{и}] = 15 \text{ МПа}$ .

Коэффициент на породу древесины  $m_{п} = 1.2$ .

Коэффициент условия работы (по температурно-влажностным условиям)  $m_{в} = 1$ .

Расчетное сопротивление сжатию лиственницы 2-го сорта с учетом коэффициентов условий работы  $R_c = [R_c] * m_{п} * m_{в} = 15 * 1.2 * 1 = 18 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление изгибу лиственницы 2-го сорта с учетом коэффициентов условий работы  $R_{и} = [R_{и}] * m_{п} * m_{в} = 15 * 1.2 * 1 = 18 \text{ МПа}$ .

Требуемая высота сечения  $h_{тр}$  определяется приближенно по величине изгибающего момента, а наличие продольной силы учитывается коэффициентом 0.7:

$$h_{тр} = (6 * M) / (0.7 * R_{и} * b) = (6 * 703.436) / (0.7 * 18 * 1000 * 0.165) = 2.03 \text{ м}.$$

Назначаем количество слоев (досок) в сечении  $n_{сл} = 145$ .

Принимаем высоту сечения из 145 слоев (досок):  $h = 145 * 1.4 = 203 \text{ см}$ .

Площадь сечения  $A = b * h = 16.5 * 203 = 3349.5 \text{ см}^2$ .

В опорном сечении расчетная поперечная сила  $Q = 126 \text{ кН}$ .

Расчетное сопротивление скалыванию базовой породы древесины 2-го сорта (по табл. 3 СП 20.13330.2011) без учета коэффициентов условий работы  $[R_{ск}] = 1.5 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление скалыванию лиственницы 2-го сорта с учетом коэффициентов условий работы  $R_{ск} = [R_{ск}] * m_{п} * m_{в} = 1.5 * 1.2 * 1 = 1.8 \text{ МПа}$ .

$$h_{оп} = (3 * Q) / (2 * b * R_{ск}) = (3 * 126) / (2 * 16.5 * 1.8 / 10) = 63.636 \text{ см}.$$

Принимаем количество досок  $n = 46$ .

Высота опорного сечения из 46 досок:  $h_{оп} = 64.4 \text{ см}$ .

Площадь опорного сечения  $A_{оп} = h_{оп} * b = 64.4 * 16.5 = 1062.6 \text{ см}^2$ .



Высоту конькового сечения принимаем такой же, т.е. равной  $h_{оп}$ :  $h_k = 64.4$  см.

### 3.6.2. Проверки элементов гнутосклеенной рамы

Проверка напряжений при сжатии и изгибе

Сечение 2: эксцентриситет приложения сжимающего усилия:

$$e = (h - h_{оп}) / 2 = (203 - 64.4) / 2 = 69.3 \text{ см.}$$

Изгибающий момент в биссектрисном сечении 2:

$$M = M_2 - N * e = 703.436 - 225.26 * 69.3 / 100 = 547.331 \text{ кН*м.}$$

Расчетное сопротивление сжатию базовой породы древесины 2-го сорта (по табл. 3 СП 20.13330.2011) без учета коэффициентов условий работы  $[R_c] = 15$  МПа.

Для элементов выполненных из клееной древесины расчетное сопротивление сжатию и изгибу определяется с учетом коэффициентов  $m_b$  (пункт 5.2.д СП 20.13330.2011) и  $m_{сл}$  (пункт 5.2.и СП 20.13330.2011).

Коэффициент, учитывающий высоту сечения клееного сечения  $m_b = 0.8$ .

Коэффициент, учитывающий толщину отдельных слоев (досок) в клееном сечении  $m_{сл} = 1.136$ .

Коэффициент, учитывающий уровень ответственности здания  $\gamma = 1$ .

Расчетное сопротивление сжатию клееных элементов из лиственницы 2-го сорта с учетом коэффициентов условий работы  $R_c = [R_c] * m_{пр} * m_b * m_{сл} * m_b * \gamma = 15 * 1.2 * 1 * 0.8 * 1.136 * 1 = 16.358$  МПа.

$$\text{Площадь сечения: } A = b * h = 16.5 * 203 = 3349.5 \text{ см}^2.$$

$$\text{Момент сопротивления сечения: } W = b * h^2 / 6 = 16.5 * 203^2 / 6 = 113324.75 \text{ см}^3.$$

Расчетная длина (длина полурамы)  $L_{пр} = 1863.8$  см,

Радиус инерции сечения:  $r = 0.29 * h = 0.289 * 203 = 58.667$  см.

Гибкость:  $\lambda = L_{пр} / r = 1863.8 / 58.667 = 31.769$ .

Коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения полурамы (табл. Е.1 СП 20.13330.2011):

$$K_{жN} = 0.07 + 0.93 * h_{оп} / h = 0.07 + 0.93 * 64.4 / 203 = 0.365.$$

Коэффициент продольного изгиба:  $\varphi = 1 - 0.8 * (\lambda / 100)^2 = 1 - 0.8 * (31.769 / 100)^2 = 0.919$ .

С учетом коэффициента, учитывающего переменность высоты сечения коэффициент продольного изгиба будет:  $\varphi = K_{жN} * \varphi = 0.365 * 0.919 = 0.335$ .

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от действия продольной сжимающей силы:

$$\xi = 1 - N / (\varphi * R_c * A) = 1 - 225.26 / (0.335 * 16.358 * 3349.5) = 0.988.$$

Изгибающий момент с учетом деформаций от продольной силы (изгибающий момент по деформированной схеме):

$$M_d = M / \xi = 547.331 / 0.988 = 553.979.$$

Проверка напряжений сжатия внутренней кромки карнизного узла:

$$\sigma_c = N / A + M_d / W = 225.26 / 3349.5 + 553.979 * 100 / 113324.75 = 0.556 \text{ кН/см}^2$$

Так как напряжения  $\sigma_c = 0.556 \text{ кН/см}^2 < 1.6358 \text{ кН/см}^2 = R_c$ , следовательно прочность обеспечена.

Расчетное сопротивление растяжению базовых пород древесины (ель, сосна по табл. 3 СП 20.13330.2011) для клееных элементов 2-го сорта  $[R_p] = 12 \text{ МПа}$ .

Расчетное сопротивление растяжению для клееных элементов из лиственницы 2-го сорта с учетом коэффициентов условий работы

$$R_p = [R_p] * m_n * m_b * \gamma = 12 * 1.2 * 1 * 1 = 14.4 \text{ МПа}.$$

Проверка напряжений растяжения наружной кромки карнизного узла:  $\sigma_p = -N / A + M_d / W = -225.26 / 3349.5 + 553.979 * 100 / 113324.75 = 0.422 \text{ кН/см}^2$ .

Так как напряжения  $\sigma_p = 0.422 \text{ кН/см}^2 < 1.44 \text{ кН/см}^2 = R_c$ , следовательно прочность обеспечена.

Проверка устойчивости плоской формы деформирования полурамы

Рама закреплена из плоскости по наружным кромкам с помощью стеновых панелей, панелей покрытия, поперечных сжатых связей. Внутренняя кромка не закреплена. Расчетная длина растянутой зоны равна длине полурамы, т.к. по всей длине отсутствуют сечения с нулевыми моментами:  $L_{пр} = 1863.8 \text{ см}$ .

$$\text{Площадь биссектрисного сечения: } A = b * h = 16.5 * 203 = 3349.5 \text{ см}^2.$$

$$\text{Момент сопротивления: } W = b * h^2 / 6 = 16.5 * 203^2 / 6 = 113324.75 \text{ см}^3.$$

Радиус инерции из плоскости рамы:

$$r_y = 0.29 * b = 0.289 * 16.5 = 4.769 \text{ см}.$$

$$\text{Гибкость: } \lambda_y = l_{пр} / r_y = 1863.8 / 4.769 = 390.816.$$

Коэффициент устойчивости при сжатии:  $\varphi_y = 3000/\lambda^2 = 3000/390.816^2 = 0.02$ .

Коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающего момента на расчетной длине (по табл. Е.2 СП 20.13330.2011)  $k_\phi = 1.13$ .

Коэффициент устойчивости при изгибе:  $\varphi_m = (140 \cdot b^2 \cdot k_\phi) / (I_{пр} \cdot h) = (140 \cdot 16.5^2 \cdot 1.13) / (1863.8 \cdot 203) = 0.114$ .

Коэффициенты  $K_{жN}$  и  $K_{жM}$  учитывают закрепление растянутой кромки из плоскости. При количестве закреплений более четырех оно считается сплошным.

Угол  $\beta = 52.5^\circ$ .

Центральный угол ломаной части  $\alpha_p = 2 \cdot \beta = 105^\circ$ .

$K_{жN} = 0.75 + 0.06 \cdot (l_{пр}/h)^2 + 0.6 \cdot \alpha_p \cdot l_{пр}/h = 0.75 + 0.06 \cdot (1863.8/203)^2 + 0.6 \cdot 1.833 \cdot 1863.8/203 = 15.905$ .

$K_{жM} = 0.142 \cdot l_{пр}/h + 1.76 \cdot h/l_{пр} + 1.4 \cdot \alpha_p = 0.142 \cdot 1863.8/203 + 1.76 \cdot 203/1863.8 + 1.4 \cdot 1.833 = 4.062$ .

Проверка устойчивости полурамы:

$N / (\varphi_y \cdot K_{жN} \cdot R_c \cdot A) + M_d / (\varphi_m \cdot K_{жM} \cdot R_{и} \cdot W) = 225.26 / (0.02 \cdot 15.905 \cdot 16.358 / 10 \cdot 3349.5) + 553.979 \cdot 100 / (0.114 \cdot 4.062 \cdot 16.358 / 10 \cdot 113324.75) = 0.775 < 1$ .

Условие выполняется, следовательно устойчивость полурамы обеспечена.

Общая устойчивость плоской формы деформирования полурамы обеспечена при наличии связей по контуру в виде трехслойных панелей.

### **3.7. Расчеты и конструирование узлов**

#### ***3.7.1. Опорный узел***

Усилия, действующие в узле:

Расчетная продольная сила в сечении 0  $N = 201.6 \text{ кН}$ .

Расчетная поперечная сила в сечении 0  $Q = 126 \text{ кН}$ .

Материал - лиственница 2-го сорта .

Ширина сечения  $b = 16.5 \text{ см}$ .

Проверка прочности на смятие торца стойки

Высота сечения  $h_{оп} = 64.4 \text{ см}$ .

Площадь сечения  $F = b \cdot h_{оп} = 16.5 \cdot 64.4 = 1062.6 \text{ см}^2$ .

Расчетное сопротивление смятию базовых пород  $[R_{см}] = 15 \text{ МПа}$ .

Коэффициент  $m_{\pi} = 1.2$ .

Коэффициент  $m_b = 1$ .

Коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ .

Расчетное сопротивление смятию с учетом коэффициентов

$$R_{cm} = [R_{cm}] * m_{\pi} * m_b * \gamma_n = 15 * 1.2 * 1 * 1 = 18 \text{ МПа.}$$

$$\text{Напряжение смятия: } \sigma = N/F = 201.6/1062.6 = 0.19 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность смятия обеспечена, так как напряжения смятия  $\sigma = 0.19 \text{ кН/см}^2 < 18 \text{ кН/см}^2 = R_c$ .

Проверка напряжения смятия поперек волокон по площади примыкания стойки к упорной вертикальной диафрагме

Расчетное сопротивление смятию поперек волокон базовых пород:

$$[R_{cm,90}] = 3 \text{ МПа.}$$

Коэффициент  $m_{\pi} = 1.2$ .

Коэффициент  $m_b = 1$ .

Расчетное сопротивление смятию поперек волокон с учетом коэффициентов  $R_{cm,90} = [R_{cm,90}] * m_{\pi} * m_b = 3 * 1.2 * 1 = 3.6 \text{ МПа.}$

Требуемая высота диафрагмы:

$$h_{тр} = Q / (b * R_{cm,90}) = 126 / (16.5 * 0.36) = 21.212 \text{ см.}$$

Конструктивно принимаем  $h_d = 22 \text{ см.}$

$$\text{Площадь смятия стойки } F_{cm} = b * h_d = 16.5 * 22 = 363 \text{ см}^2.$$

Напряжения смятия поперек волокон по площади примыкания стойки к упорной вертикальной диафрагме:

$$\sigma = Q / F_{cm} = 126 / 363 = 0.347 \text{ кН/см}^2.$$

Так как напряжения смятия стойки поперек волокон

$$\sigma = 0.347 \text{ кН/см}^2 < 0.36 \text{ кН/см}^2 = R_{cm,90}, \text{ прочность обеспечена.}$$

Рассчитываем упорную вертикальную диафрагму на изгиб как балку пролетом, равным  $b$ , частично защемленную на опорах, с учетом пластического перераспределения моментов

$$\text{Изгибающий момент } M = Q * b / 16 = 126 * 16.5 / 16 = 129.938 \text{ кН*см.}$$

$$\text{Расчетное сопротивление стали класса С245 } R_y = 24 \text{ кН*см}^2.$$

$$\text{Требуемый момент сопротивления } W_{тр} = M / R_y = 129.938 / 24 = 5.414 \text{ см}^3.$$

Этому моменту сопротивления должен быть равен момент сопротивления сечения упорной диафрагмы определяемый по формуле:

$$W = h_d * \delta^2 / 6$$

$$\text{Тогда толщина диафрагмы } \delta = \sqrt{(6 * W_{тр} / h_d)} = \sqrt{(6 * 5.414 / 22)} = 1.215 \text{ см.}$$

Принимаем  $\delta = 1.5$  см.

Боковые пластины принимаем той же толщины.

Площадь  $A_{\text{бп}} = 22 * 1.5 = 33 \text{ см}^2$ .

Момент сопротивления  $W = 22 * 1.5^2 / 6 = 8.25 \text{ см}^3$ .

$N = Q / 2 = 126 / 2 = 63 \text{ кН}$ .

$\sigma = N / A + M / W = 63 / 33 + 129.938 / 8.25 = 17.659 \text{ кН/см}^2$ .

Так как напряжения в упорной диафрагме

$\sigma = 17.659 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2 = R_y$ , прочность диафрагмы обеспечена.

Башмак крепим к фундаменту двумя анкерными болтами, работающими на срез и растяжение. Сжимающее усилие передаем непосредственно на фундамент.

Изгибающий момент, передаваемый от башмака на опорный лист равен:

$M = Q * h_{\text{д}} / 2 = 126 * 22 / 2 = 1386 \text{ кН*см}$ .

Длина опорной плоскости башмака  $l = 32.5$  см.

Ширина свеса опорной плоскости башмака  $b = 9$  см.

Момент сопротивления опорной плоскости башмака:

$W = 2 * b * l^2 / 6 = 2 * 9 * 32.5^2 / 6 = 3168.75 \text{ см}^3$ .

Сминающие напряжения под башмаком:

$\sigma = M / W = 1386 / 3168.75 = 0.437 \text{ кН/см}^2$ .

Материал фундамента - бетон класса В10, с призмической прочностью  $R_b = 6 \text{ МПа}$ .

Так как сминающие напряжения под башмаком

$\sigma = 0.437 \text{ кН/см}^2 < 0.6 \text{ кН/см}^2 = R_b$ , прочность бетона обеспечена.

Анкерные болты принимаем из стали 09Г2С по ГОСТ 19281-73\* диаметром 27 мм.

Площадь болта брутто  $A_{\text{бр}} = 5.72 \text{ см}^2$ .

Площадь болта нетто  $A_{\text{нт}} = 4.59 \text{ см}^2$ .

Для того, чтобы срез воспринимался полным сечением болта, устанавливаем под гайками шайбы толщиной 10 мм. Усилия в болтах определяем по следующим формулам:

Растягивающее усилие

$N_p = M / (2/3 * 2 * l) = 1386 / (2/3 * 2 * 32.5) = 31.985 \text{ кН}$ .

Срезающее усилие  $N_{\text{ср}} = Q / 2 = 126 / 2 = 63 \text{ кН}$ .

Напряжение растяжения в сечении болта ослабленного резьбой (в пределах нарезки резьбы):

$$\sigma_p = N_p / A_{\text{нп}} = 15,984 / 2,18 = 7,26 \text{ кН/см}^2 < 0,8 * R_c * \gamma_c = 0,8 * 21 * 1 = 16,8 \text{ кН/см}^2 > 6,968 \text{ кН/см}^2.$$

Коэффициент условия работы  $\gamma_c = 1$ .

Коэффициент, учитывающий неравномерную работу болтов – 0.8.

Расчетное сопротивление  $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ .

$$0,8 * R_y * \gamma_c = 0,8 * 23 * 1 = 18,4 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжение среза:  $\sigma_{\text{ср}} = N_{\text{ср}} / A_{\text{бр}} = 63 / 5,72 = 11,014 \text{ кН/см}^2$ .

Расчетное сопротивление болта срезу  $R_s = 0,58 R_y = 0,58 * 23 = 13,34 \text{ кН/см}^2$ .

Так как напряжения среза анкерного болта

$\sigma_{\text{ср}} = 11,014 \text{ кН/см}^2 < 13,34 \text{ кН/см}^2 = R_s$ , прочность болта на срез обеспечена.

Конструкция узла аналогична опорному узлу ломаноклееной рамы, представленной на рис. 2.23.

### 3.7.2. Коньковый узел

Коньковый узел выполняется с использованием деревянных накладок и болтов. На накладки действует поперечная сила от односторонней снеговой нагрузки.

Поперечная сила от односторонней снеговой нагрузки:  $Q = 36 \text{ кН}$ .

Толщина накладки  $a = 10 \text{ см}$ .

Высота сечения:  $h_k = 64,4 \text{ см}$ .

Материал - лиственница 2-го сорта.

Коэффициент  $m_{\text{п}} = 1,2$ .

Коэффициент  $m_{\text{в}} = 1$ .

Толщина слоя (доски) клееного сечения 1.4 см.

Коэффициент, учитывающий толщину слоев для клееных элементов  $m_{\text{кл}} = 1,136$ .

Коэффициент, учитывающий высоту сечения для клееных элементов  $m_{\text{с}} = 0,947$ .

Усилие, передающееся на первый, ближайший к коньку ряд болтов:

$$N_1 = Q * l_1 / l_2 = 36 * 60 / 45 = 48 \text{ кН},$$

где: расстояние от конька до второго ряда болтов  $l_1 = 60 \text{ см}$ ,  
расстояние между болтами  $l_2 = 45 \text{ см}$ .

Усилие, передающееся на второй ряд болтов:

$$N_2 = N_1 - Q = 48 - 36 = 12 \text{ кН}.$$

Принимаем болты  $\varnothing 22 \text{ мм}$ .

Несущая способность в одном срезе болта при изгибе:

$T_u = (1.8*d^2 + 0.02*a^2) * \sqrt{(m_{\pi} * m_b * K_a)} = (1.8*2.2^2 + 0.02*10^2) * \sqrt{(1.2*1*0.563)} = 8.805 \text{кН}$ , но не более  $2.5*d^2 * \sqrt{(m_{\pi} * m_b * K_a)} = 2.5*2.2^2 * \sqrt{(1.2*1*0.563)} = 9.946 \text{кН}$ .

Угол наклона ригеля  $\alpha_p = 11.3^\circ$ , при  $\alpha = 90 - 15 = 78.7^\circ$ .

$K_a = 0.563$  (табл.21 СП 64.13330.2011).

При смятии древесины:

$T_a = 0.8*a*d*m_{\pi}*m_b*K_a = 0.8*10*2.2*1.2*1*0.563 = 11.891 \text{кН}$ .

$T_c = 0.8*b*d*m_{\pi}*m_b*K_a = 0.8*16.5*2.2*1.2*1*0.563 = 16.35 \text{кН}$ .

$T_{\min} = 8.805 \text{кН}$ .

Число срезов болтов в первом ряду  $n_{cp} = 2$ .

Число двухсрезовых болтов в первом ряду

$n_1 = N_1 / (T_{\min} * n_{cp}) = 48 / (8.805 * 2) = 2.726$ .

Принимаем  $n_1 = 3$  болта.

Во втором ряду:  $n_2 = N_2 / (T_{\min} * n_{cp}) = 12 / (8.805 * 2) = 0.681$ .

Принимаем  $n_2 = 1$  болт.

Смятие торцов полурамы под углом  $\alpha = 15^\circ$  к продольным волокнам:

$\Sigma = N / (b * h_{оп}) = 126 / (16.5 * 64.4) = 0.119 \text{кН/см}^2$ .

$R_{см} / (1 + (R_{см} / R_{см90} - 1) * \sin^3 \alpha) = 15 / (1 + (15/3 - 1) * \sin^3 11.3) = 14.562 \text{МПа}$ .

Проверяем накладку на изгиб.

Изгибающий момент  $M = Q * (l_1 - l_2) = 36 * (60 - 45) = 540 \text{кН*см}$ .

Высота накладки  $h_n = 30 \text{см}$ .

Момент сопротивления накладки:

$W_{нт} = 2 * a_n * h_n^2 / 12 = 2 * 10 * 30^2 / 6 = 3000 \text{см}^3$ .

Напряжение в накладке:  $\sigma = M / W_{нт} = 540 / 3000 = 0.18 \text{кН/см}^2$ .

Расчетное сопротивление древесины накладки на изгиб  $R_{и} = 14 \text{МПа}$ .

Расчетное сопротивление древесины накладки на изгиб с учетом коэффициентов  $R_{и} * m_{\pi} * m_b = 14 * 1.2 * 1 = 16.8 \text{МПа}$ .

Так как напряжение в накладке

$\sigma = 0.18 \text{кН/см}^2$  меньше  $1.68 \text{кН/см}^2 = R_{и} * m_{\pi} * m_b$ , следовательно прочность обеспечена.

Конструкция узла аналогична коньковому узлу ломаноклееной рамы, представленной на рис. 2.24.

## Литература

1. СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция. – М.: 2011.
2. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция. – М.: 2011.
3. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция. – М.: 2011.
4. Руководство по проектированию клееных деревянных конструкций. М.: Стройиздат, 1977. (Центр. науч.-исслед. ин-т строит. конструкций им. В.А. Кучеренко). – 189 с.
5. Г.Н. Шмелев Деревянные конструкции: Учебное пособие. Казань: КГАСУ, 2011. – 172 с.
6. Арленинов Д.К., Буслаев Ю.Н., Игнатьев В.П. Деревянные конструкции. Примеры расчета и конструирования: Учебное пособие / Под ред. Д.К. Арленинова. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2006. – 246 с.
7. Улицкая Э.М., Бойтемиров Ф.А., Головина В.М. Расчет конструкций из дерева и пластмасс. Курсовое и дипломное проектирование: Учебное пособие для строительных вузов. – М.: Высшая школа, 1996. – 159 с.
8. Д.К. Арленинов, Ю.Н. Буслаев, В.П. Игнатьев, П.Г. Романов, Д.К. Чахов Конструкции из дерева и пластмасс / Учебник для техн. вузов / – М.: Изд-во АСВ, 2002. – 280 с.
9. Зубарев Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для студентов вузов, обучающихся по спец. «Промышленное и гражданское строительство». – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высшая школа, 1990. – 287 с.
10. Гаппоев М.М., Гуськов И.М., Ермолаенко Л.К. и др. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 440 с.
11. Бойтемиров Ф.А., Головина В.М., Улицкая Э.М.; под ред. Бойтемирова Ф. А. / Расчет конструкций из дерева и пластмасс: Учеб. пособие для строит. вузов – 3-е изд., стер. – М.: Изд центр «Академия», 2007. – 160 с.
12. СТО 36554501-015-2008 Нагрузки и воздействия ФГУП «НИЦ». Строительство. – М., 2009. – 49 с.



## ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1.1

### Расчетные сопротивления $R$ древесины базовых пород (сосны и ели) (из СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции)

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления для древесины сортов, МПа		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон	$R_{и}, R_{с}, R_{см}$			
а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах «б», «в») высотой до 50 см		14	13	8,5
б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения более 11 до 50 см		15	14	10
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения более 13 до 50 см		16	15	11
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении		-	16	10
2. Растяжение вдоль волокон:				
а) неклееные элементы	$R_p$	10	7	-
б) клееные элементы	$R_p$	12	9	-
3. Смятие и сжатие по всей площадке поперек волокон	$R_{см90}$	1,8	1,8	1,8
4. Смятие поперек волокон местное:				
а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	$R_{см90}$	3	3	3
б) под шайбами при углах смятия $90^\circ \dots 60^\circ$		4	4	4
5. Скалывание вдоль волокон:				
а) при изгибе неклееных элементов	$R_{ск}$	1,8	1,6	1,6
б) при изгибе клееных элементов		1,6	1,5	1,5
в) в лобовых врубках для максимального напряжения		2,4	2,1	2,1

#### Примечания

1. Плотность свежесрубленной древесины хвойных и мягких лиственных пород принимается равной  $850 \text{ кг/м}^3$ , твердых лиственных пород —  $1000 \text{ кг/м}^3$ .
2. Плотность клееной древесины принимается как неклееной.
3. Плотность обычной фанеры принимается равной плотности древесины шпонов, а бакелизированной —  $1000 \text{ кг/м}^3$ .

**Условия эксплуатации конструкций**  
(из СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции)

Классы условий эксплуатации	Эксплуатационная влажность древесины, %	Максимальная влажность воздуха при температуре 20 °С, %
1А	до 8	40
1	8-12	65
2	до 15	75
3	до 20	85
4	более 20	более 85

Примечания  
1. Допускается в качестве "эксплуатационной" принимать "равновесную" влажность древесины (рисунок Г1).  
2. Допускается кратковременное превышение максимальной влажности в течение 2-3 недель в году.

Приложение 1.3  
(из СП 64.13330.2011.  
Деревянные конструкции)

**1.3.1. Коэффициент, учитывающий породу древесины,  $m_n$**

Древесные породы	Коэффициент $m_n$ для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $R_p, R_{II}, R_C, R_{CM}$	сжатию и смятию поперек волокон $R_{C,90}, R_{CM,90}$ ,	скалыванию $R_{СК}$
<b>Хвойные</b>			
1. Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
2. Кедр сибирский, кроме Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3. Кедр Красноярского края, сосна Веймутова	0,65	0,65	0,65
4. Пихта	0,8	0,8	0,8
<b>Твердые лиственные</b>			
5. Дуб	1,3	2	1,3
6. Ясень	1,3	2	1,6
7. Акация	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. Вяз, ильм	1	1,6	1
<b>Мягкие лиственные</b>			
10. Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

**Примечание.** Коэффициенты  $m_n$ , указанные в таблице для конструкций опор воздушных линий электропередачи, изготавливаемых из непропитанной антисептиками лиственницы (при влажности  $\leq 25\%$ ), умножаются на коэффициент 0,85.

### 1.3.2. Коэффициент учета влажности среды $m_в$

Условия эксплуатации (по таблице 1.2)	1А и 1	2	3	4
Коэффициент $m_в$	1	0,9	0,85	0,75

### 1.3.3. Коэффициент учета высоты сечения $h_б, m_б$

Высота сечения, см	50 и менее	60	70	80	100	более
Коэффициент $m_б$	1	0,96	0,93	0,9	0,85	0,8

### 1.3.4. Коэффициент толщины слоев клеелесовых элементов, $m_{сл}$

Толщина слоя, мм	19 и менее	26	33	42
Коэффициент $m_{сл}$	1,1	1,05	1	0,95

### 1.3.5. Коэффициент учета выгиба доски, $m_{гн}$

Напряженное состояние	Обозначение расчетных сопротивлений	Коэффициент $m_{гн}$ при отношении $r_k/a$			
		150	200	250	500 и более
Сжатие и изгиб	$R_C, R_{II}$	0,8	0,9	1	1
Растяжение	$R_P$	0,6	0,7	0,8	1

**Примечание.**  $r_k$  – радиус кривизны гнутой доски или бруска;  $a$  – толщина гнутой доски или бруска в радиальном направлении.

### 1.3.6. Коэффициент, учитывающий наличие ослаблений в растянутых элементах, $m_0$

При наличии ослаблений  $m_0=0,8$ ;  
При отсутствии ослаблений  $m_0=1$ .

### 1.3.7. Модуль упругости $E_ф$ , модуль сдвига $G_ф$ и коэффициенты Пуассона $\mu_ф$ строительной фанеры в плоскости листа

Вид фанеры	$E_ф$ , МПа	$G_ф$ , МПа	$\mu_ф$
1 Фанера клееная березовая марки ФСФ сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С семислойная и пятислойная: вдоль волокон наружных слоев	9 000	750	0,085
поперек волокон наружных слоев	6 000	750	0,065
под углом 45° к волокнам	2 500	3 000	0,6
2 Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ сортов В/ВВ и ВВ/С семислойная: вдоль волокон наружных слоев	7 000	800	0,07
поперек волокон наружных слоев	5 500	800	0,06
под углом 45° к волокнам	2 000	2 200	0,6
3 Фанера бакелизированная марки ФБС: вдоль волокон наружных слоев	12 000	1 000	0,085
поперек волокон наружных слоев	8 500	1 000	0,065
под углом 45° к волокнам	3 500	4 000	0,7

Примечание - Коэффициент Пуассона  $\mu_ф$  указан для направления перпендикулярно оси, вдоль которой определен модуль упругости  $E_ф$ .

Приложение 1.4

**Сортамент пиломатериалов хвойных пород по ГОСТ 2445-80\***

Толщина, мм	Ширина, мм								
	рекомендуемая				допускаемая				
16	75	100	125	150	-	-	-	-	-
19	75	100	125	150	175	-	-	-	-
22	75	100	125	150	175	200	225	-	-
25	75	100	125	150	175	200	225	250	-
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	-	100	125	150	175	200	225	250	275
125	-	-	125	150	175	200	225	250	-
150	-	-	-	150	175	200	225	250	-
175	-	-	-	-	175	200	225	250	-
200	-	-	-	-	-	200	225	250	-
250	-	-	-	-	-	-	-	250	-

Приложение 1.5

**Припуски на механическую обработку слоев по ширине склеенных элементов и конструкций**

Ширина элемента, мм	Припуск, мм
Не более 150	15
Свыше 150	25

Приложение 1.6

**Предельная гибкость элементов деревянных конструкций**

(из СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции)

Элементы конструкций	Предельная гибкость
Сжатые пояса, опорные раскосы и опорные стойки ферм, колонны	120
Прочие сжатые элементы ферм и других сквозных конструкций	150
Сжатые элементы связей	200
Растянутые пояса ферм в вертикальной плоскости	150
Прочие растянутые элементы ферм и других сквозных конструкций	200

Приложение 1.7

**1.7.1. Значение коэффициента  $k_n$  для расчета односрезных нагельных соединений**

(из СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции)

Вид нагеля	Значение коэффициента $k_n$ при $a/c$ , равно						
	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Гвоздь, стальной, алюминиевый и стеклопластиковый нагель	0,8	0,58	0,48	0,43	0,39	0,37	0,35

### 1.7.2. Коэффициент $k_a$ угла смятия

(из СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции)

Угол, град	Коэффициент $k_a$				
	для стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей диаметром, мм				для дубовых нагелей
	12	16	20	24	
30	0,95	0,9	0,9	0,9	1
60	0,75	0,7	0,65	0,6	0,8
90	0,7	0,6	0,55	0,5	0,7

### 1.7.3. Несущие способности нагельных соединений деревянных конструкций

(из СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции)

Схемы соединений	Напряженное состояние соединения	Расчетная несущая способность $T$ на один шов сплачивания (условный срез), кН	
		гвоздя, стального, алюминиевого, стеклопластикового нагеля	дубового нагеля
1. Симметричные соединения	а) Смятие в средних элементах б) Смятие в крайних элементах	0,5 $cd$ 0,8 $ad$	0,3 $cd$ 0,5 $ad$
2. Несимметричные соединения	а) Смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	0,35 $cd$	0,2 $cd$
	б) Смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \leq 0,5c$	0,25 $cd$	0,14 $cd$
	в) Смятие в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,35c$	0,8 $ad$	0,5 $ad$
	г) Смятие в более тонких элементах односрезных соединений и в крайних элементах при $c > a > 0,35c$	$kn ad$	$kn ad$
3. Симметричные и несимметричные соединения	а) Изгиб гвоздя	$2,5d^2 + 0,01a^2$ , но не более $4d^2$	-
	б) Изгиб нагеля из стали С 38/23	$1,8d^2 + 0,02a^2$ , но не более $2,5d^2$	-
	в) Изгиб нагеля из алюминиевого сплава Д16-Т	$1,6d^2 + 0,02a^2$ , но не более $2,2d^2$	-
	г) Изгиб нагеля из стеклопластика АГ-4С	$1,45d^2 + 0,02a^2$ , но не более $1,8d^2$	-
	д) Изгиб нагеля из древеснослоистого пластика ДСПБ	$0,8d^2 + 0,02a^2$ , но не более $d^2$	-
е) Изгиб дубового нагеля	-	$0,45d^2 + 0,01a^2$ , но не более $4d^2$	

**Примечание:**  $c$  - толщина средних элементов, а также равных по толщине или более толстых элементов односрезных соединений,  $a$  - толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений;  $d$  - диаметр нагеля; все размеры в см.

### 1.7.4. Болты и тяжи

Диаметр, мм		Площадь сечения, см <sup>2</sup>		Расчетная несущая способность, кг, для стали марки ВСтЗкп		Нормальные размеры шайб, мм, при смятии древесины под углом 60...90° для болтов	
внешний	в нарезке	F <sub>бр</sub>	F <sub>нт</sub>	по F <sub>бр</sub>	по F <sub>нт</sub>	рабочих	стяжных
12	9,73	1,13	0,74	2370	1250	60x60x6	45x45x4
14	11,4	1,54	1,02	3230	1714	70x70x7	50x50x4
16	13,4	2,01	1,41	4210	2366	80x80x8	55x55x4
18	14,75	2,54	1,71	5330	2870	90x90x9	60x60x5
20	16,75	3,14	2,18	6590	3665	100x100x10	70x70x7
22	18,75	3,8	2,74	7980	4605	110x110x10	80x80x6
24	20,1	4,52	3,16	9500	5230	120x120x12	90x90x7
27	23,1	5,72	4,18	12000	7020	140x140x14	100x100x8
30	25,45	7,06	5,06	14830	8500	150x150x15	-
36	30,80	10,17	7,44	21330	12500	180x180x18	-

Приложение 1.8

#### Деформации деревянных соединений, мм

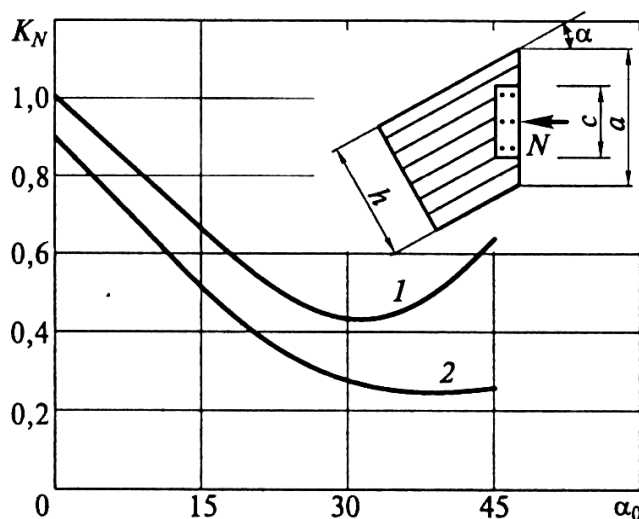
(из СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции)

- На лобовых врубках и торец в торец.....1,5
- На нагелях всех видов.....2
- В примыканиях поперек волокон.....3
- В клеевых соединениях.....0

Приложение 1.9

#### Графики для определения коэффициента концентрации $K_N$

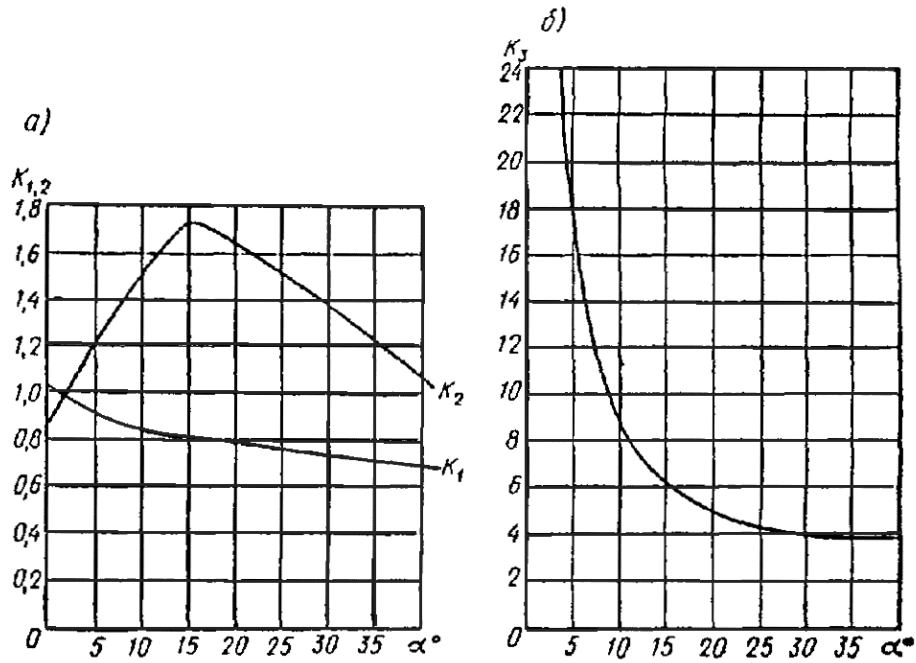
(из пособия по проектированию деревянных конструкций к СНиП II-25-80)



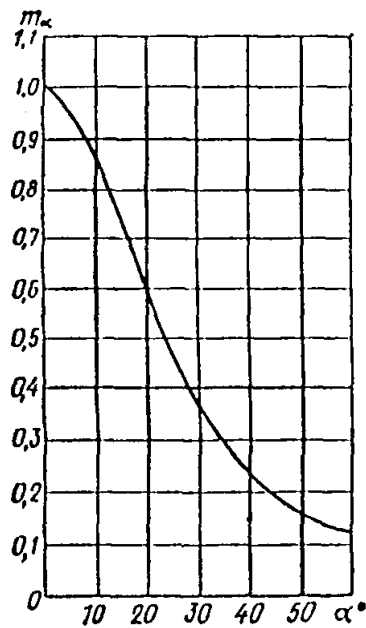
1 – для отношения  $c/a=0,25$ ; 2 – для отношения  $c/a=0,5$  и  $\alpha = 0...45^\circ$

**Графики зависимости коэффициентов  $K_1, K_2, K_3$  от угла наклона волокон для зубчатого соединения по всему сечению**

(из пособия по проектированию деревянных конструкций к СНиП II-25-80)



**График зависимости коэффициента  $m_\alpha$  от угла наклона волокон**  
(из пособия по проектированию деревянных конструкций к СНиП II-25-80)



**Основные данные для проектирования кровель**

Вид кровли	Уклон ската, град		Поверхностная плотность кровли, кг/м <sup>3</sup>
	min	max	
Мягкая рубероидная черепица	12	80	12...14
Рулонные материалы (гидроизол, рубероид) на битумной мастике, двухслойные	8	14	7...8
То же, при трех слоях	8	22	8...10
Гонт (щепа)	18	50	8...9
Ондулин	15	60	5..7
Металлочерепица стальная	15	75	5...7
Глиняная, цементно-песчаная черепица	37	60	30...60
Профилированный настил типа Н высотой 57 и 60 мм	15	75	8,7...12,5
Листовая кровельная сталь толщиной 0,38...0,82 мм с одинарными фальцами	16	27	5 при толщине 0,5 мм
То же, с двойными фальцами	11	27	
Волнистые асбестоцементные листы обыкновенного профиля	18	45	14

**Учет ответственности зданий и сооружений**

В зависимости от уровня ответственности сооружений, характеризующей социальными, экологическими и экономическими последствиями их повреждений и разрушений, при проектировании необходимо использовать коэффициенты надежности по ответственности, минимальные значения которых приведены в табл. 2.

Примечание. Уровни ответственности 1а и 1б соответствуют "повышенному" уровню ответственности, уровни ответственности 2 и 3 - "нормальному" и "пониженному" уровням по классификации Технического регламента о безопасности зданий и сооружений [1].

**Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности**

Уровень ответственности	Минимальные значения коэффициента надежности по ответственности
1а	1,2
1б	1,1
2	1,0
3	0,8

Классификация сооружений по уровню ответственности:  
 - уровень 1а – особо высокий уровень ответственности:  
 объекты, перечисленные в пункте 1, подпунктах 1), 2), 3), 4), 5), 6), 9), 11) Градостроительного кодекса Российской Федерации [2],  
 сооружения с пролетами более 100 м,  
 объекты жизнеобеспечения городов и населенных пунктов,



объекты гидро- и теплоэнергетики мощностью более 1000 МВт;  
- уровень 1б – высокий уровень ответственности:  
объекты, перечисленные в пункте 1, подпунктах 7), 8) Градостроительного кодекса Российской Федерации [2],  
здания основных музеев, государственных архивов, административных органов управления,  
здания хранилищ национальных и культурных ценностей,  
зрелищные объекты, крупные учреждения здравоохранения и торговые предприятия с массовым нахождением людей,  
сооружения с пролетом более 60 м,  
жилые, общественные и административные здания высотой более 75 м,  
мачты и башни сооружений связи и телерадиовещания, трубы высотой более 100 м,  
тоннели, трубопроводы на дорогах высшей категории или имеющие протяженность более 500 м,  
мостовые сооружения с пролетами 200 м и более,  
объекты гидро- и теплоэнергетики мощностью более 150 МВт.

*Примечание.* Объекты с высоким уровнем ответственности, при проектировании и строительстве которых используются принципиально новые конструктивные решения и не прошедшие проверку в практике строительства и эксплуатации, должны быть отнесены к особо высокому уровню ответственности 1а.

- уровень 2 – нормальный уровень ответственности:  
жилые здания высотой менее 75 м и другие объекты массового строительства (не вошедшие в уровни 1а, 1б и 3),  
основные объекты машиностроения, перерабатывающих и других отраслей,  
тоннели протяженностью менее 500 м,  
мостовые сооружения с пролетами менее 200 м;  
- уровень 3 – пониженный уровень ответственности:  
теплицы, парники, мобильные здания (сборно-разборные и контейнерного типа), склады временного содержания,

бытовки вахтового персонала и другие подобные сооружения с ограниченными сроками службы и пребыванием в них людей.

9.2. Уровень ответственности зданий и сооружений, а также численные значения коэффициента надежности по ответственности устанавливаются генпроектировщиком по согласованию с заказчиком в задании на проектирование или в специальных технических условиях (СТУ), но не ниже представленных в табл. 2.

Для разных конструктивных элементов сооружений допускается устанавливать различные уровни ответственности и соответственно назначать различные значения коэффициента надежности по ответственности.

9.3. На коэффициент надежности по ответственности следует умножать эффекты воздействия (нагрузочные эффекты), определяемые при расчете на основные сочетания нагрузок по первой группе предельных состояний (см. 4.1.2).

При расчете по второй группе предельных состояний (см. 4.1.3) коэффициент надежности по ответственности допускается принимать равным единице.

Правила учета уровня ответственности строительных объектов при расчете на особые сочетания нагрузок устанавливаются в нормах проектирования конструкций, в задании на проектирование объекта или СТУ.

9.4. Уровни ответственности зданий и сооружений должны устанавливаться:

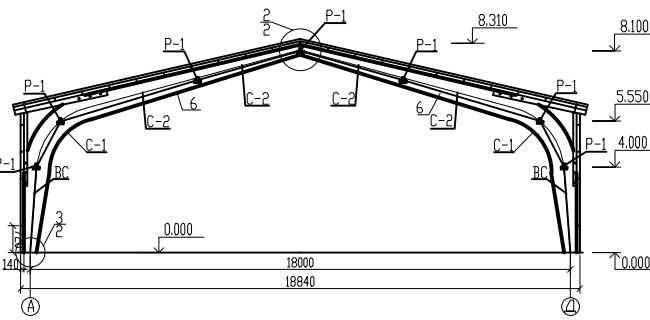
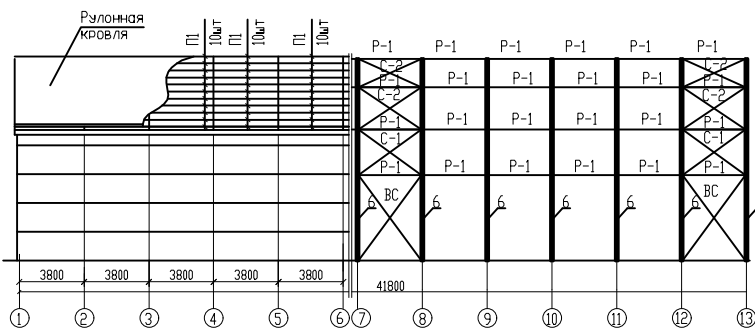
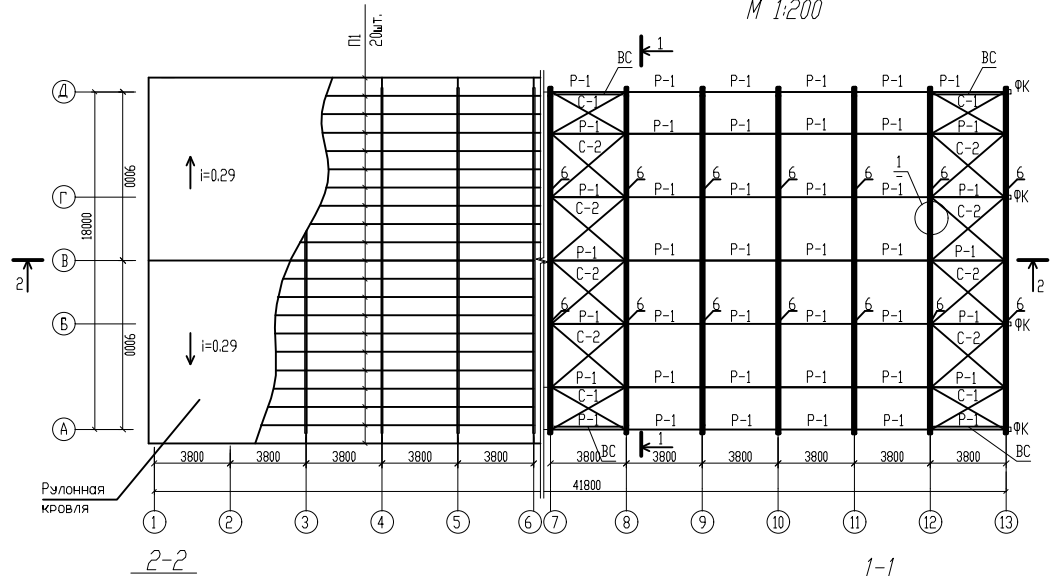
- при оценке долговечности зданий и сооружений;

- при разработке номенклатуры и объема проектных работ, а также проводимых инженерных изысканий и экспериментальных исследований;
- при разработке конструктивных решений надземной и подземной частей зданий и сооружений;
- при разработке программ научно-технического сопровождения, при проектировании, изготовлении и монтаже конструкций;
- при разработке правил приемки, испытаний, эксплуатации и технической диагностики строительных объектов.

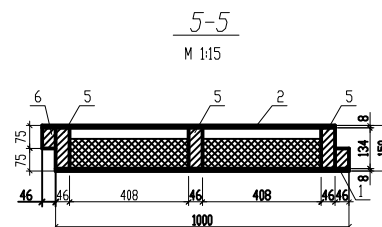
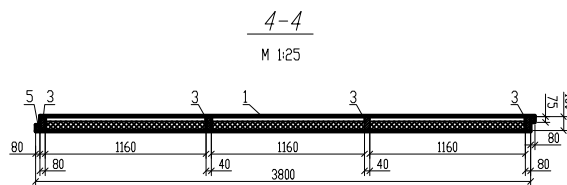
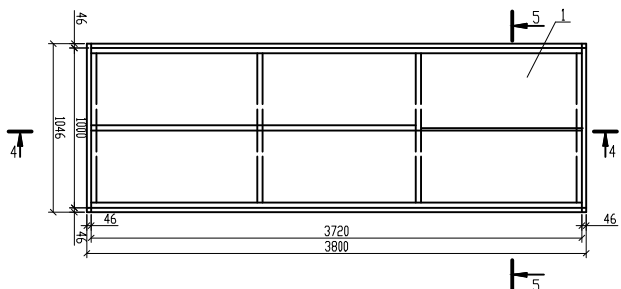
9.5. Для зданий и сооружений повышенного уровня ответственности (1а и 1б), а также больших мостов должно предусматриваться научное сопровождение при проектировании, изготовлении и монтаже конструкций, а также их мониторинг при возведении и эксплуатации.

\* Данное приложение является разделом 9 ГОСТ Р 54257-2010, утвержденным Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 23 декабря 2010 г. N 1059-ст.

Схема расположения элементов каркаса и покрытия  
 План плит покрытия План монтажных элементов  
 М 1:200



Клефанерная панель покрытия П-1



Спецификация на клефанерную панель

Форм. Зона	Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, [кг] Объем, [м³]
			Клефанерная панель П1		
	1	ГОСТ 3916-69	Фанера клееная 3800x1000x8	1	0.043 м³
	2	ГОСТ 3916-69	Фанера клееная 3800x1000x8	1	0.043 м³
	3	ГОСТ 8486-66	Брус 107x46x862	4	0.005 м³
	4	ГОСТ 8486-66	Брус 107x46x3662	3	0.014 м³
	5	ГОСТ 8486-66	Утеплитель 408x1190x80	6	0.033 м³

Спецификация на здание

Форм. Зона	Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, [кг] Объем, [м³]
	6	Полурама ПР-1	Полурама	26	1.87 м³
	7	Р-1	Распорка	84	1.5 кг
	8	С-1	Связь	8	0.02 кг
	9	С-2	Связь	16	0.17 кг
	10	BC	Вертикальная связь	8	0.02 кг
	11	Клефанерная панель	Клефанерная панель	286	17.16 кг

Технические требования:

1. Место строительства - г. Москва.
2. Температурно-влажностные условия - А2.
3. Расчет деревянных элементов произведен в соответствии со СНиП II-25-80.
4. Расчет металлических элементов произведен в соответствии со СНиП II-23-81ж.
5. Материал деревянных конструкций - сосна 2 сорта; влажность: для цельных элементов 8%, клееных 12%.
6. Материал металлических конструкций - сталь С245.
7. Сварка электродуговая ручная электродами 342 по ГОСТ 9467-93.
8. Защита от загнивания-пропитка антисептиком (фтористым натрием).
9. Защита от возгорания-нанесение огнезащитной обмазки ОФП ГОСТ 23790-80.
10. Защита стальных элементов от коррозии-нанесение эмали ПФ-103 по грунтам.
11. Обшивка панелей - фанера марки ФСФ сорт В/ВВ.
12. Клея резорциновый (ФР-12 ТУ 6-05-281-14-77).
13. Утеплитель клефанерных панелей-минвата по ТУ 5762-049-17925162-2006.

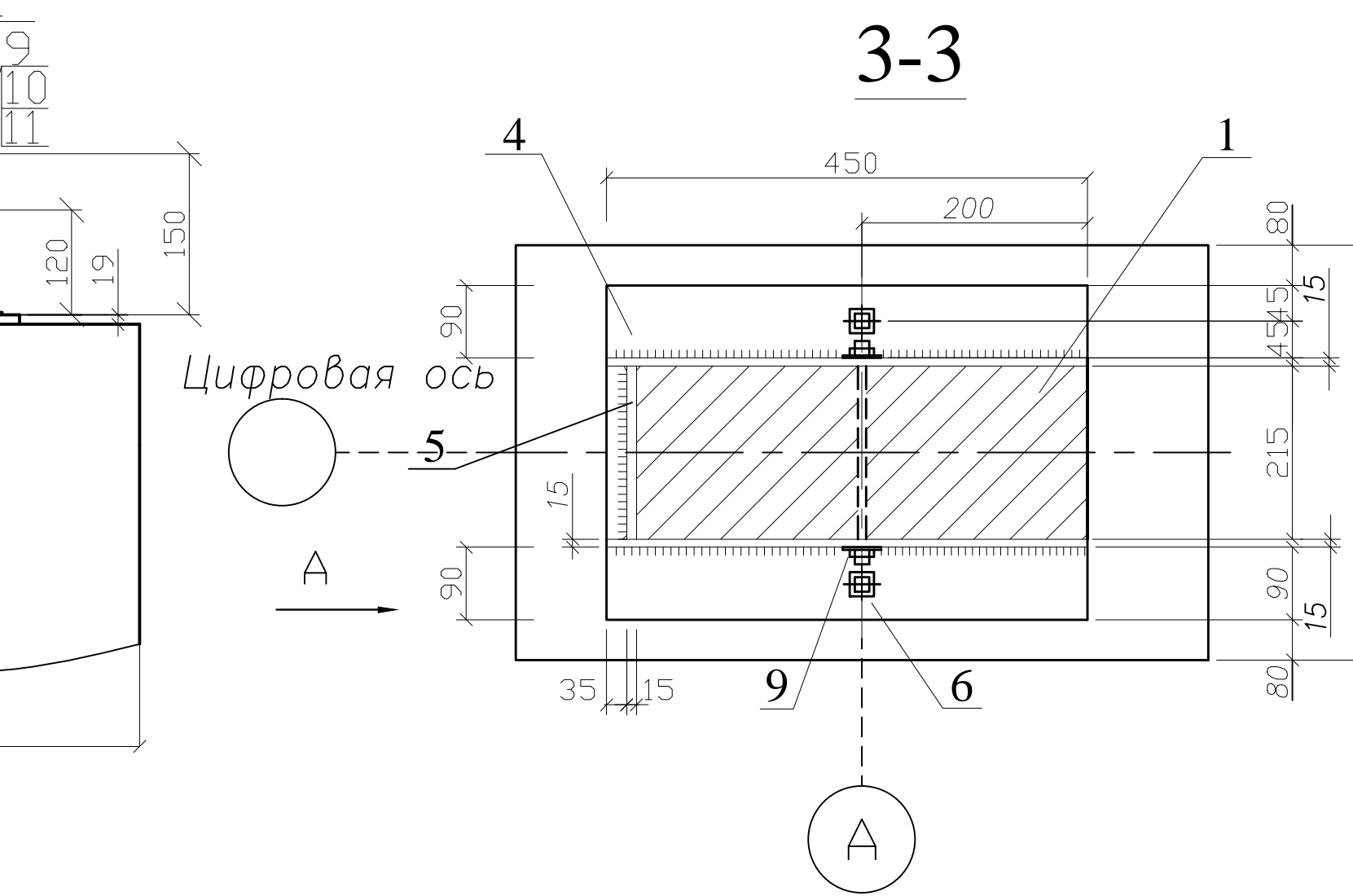
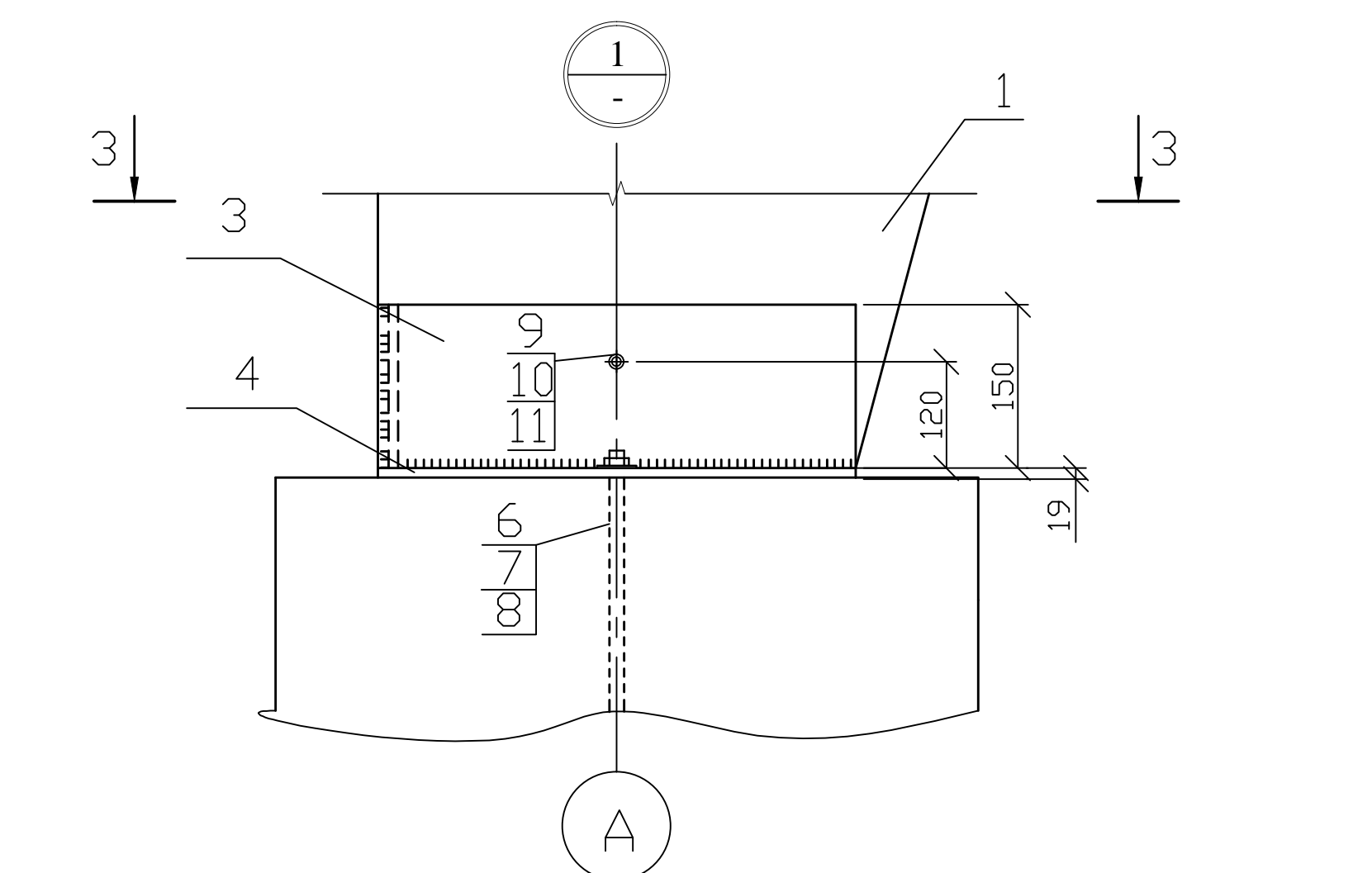
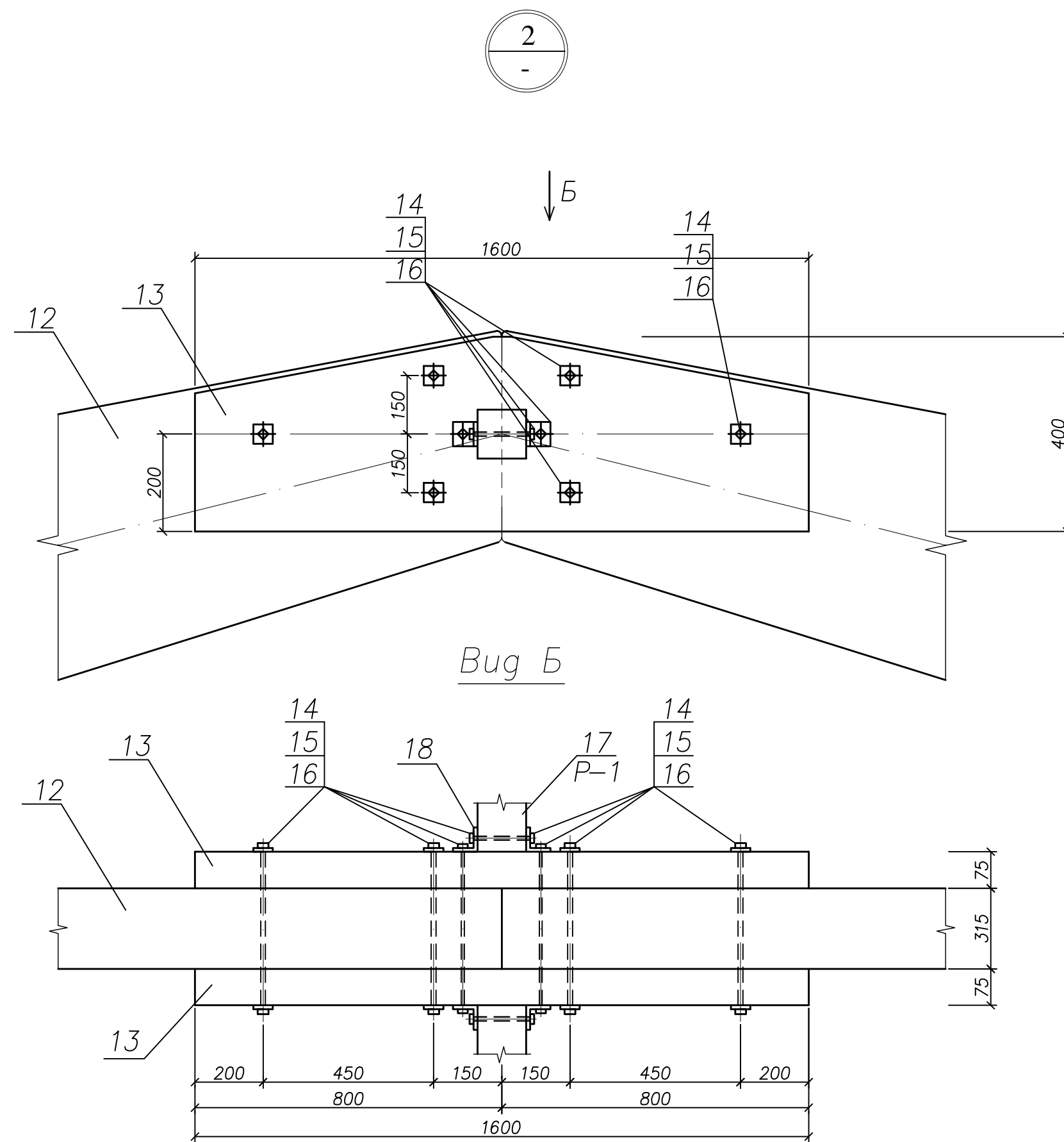
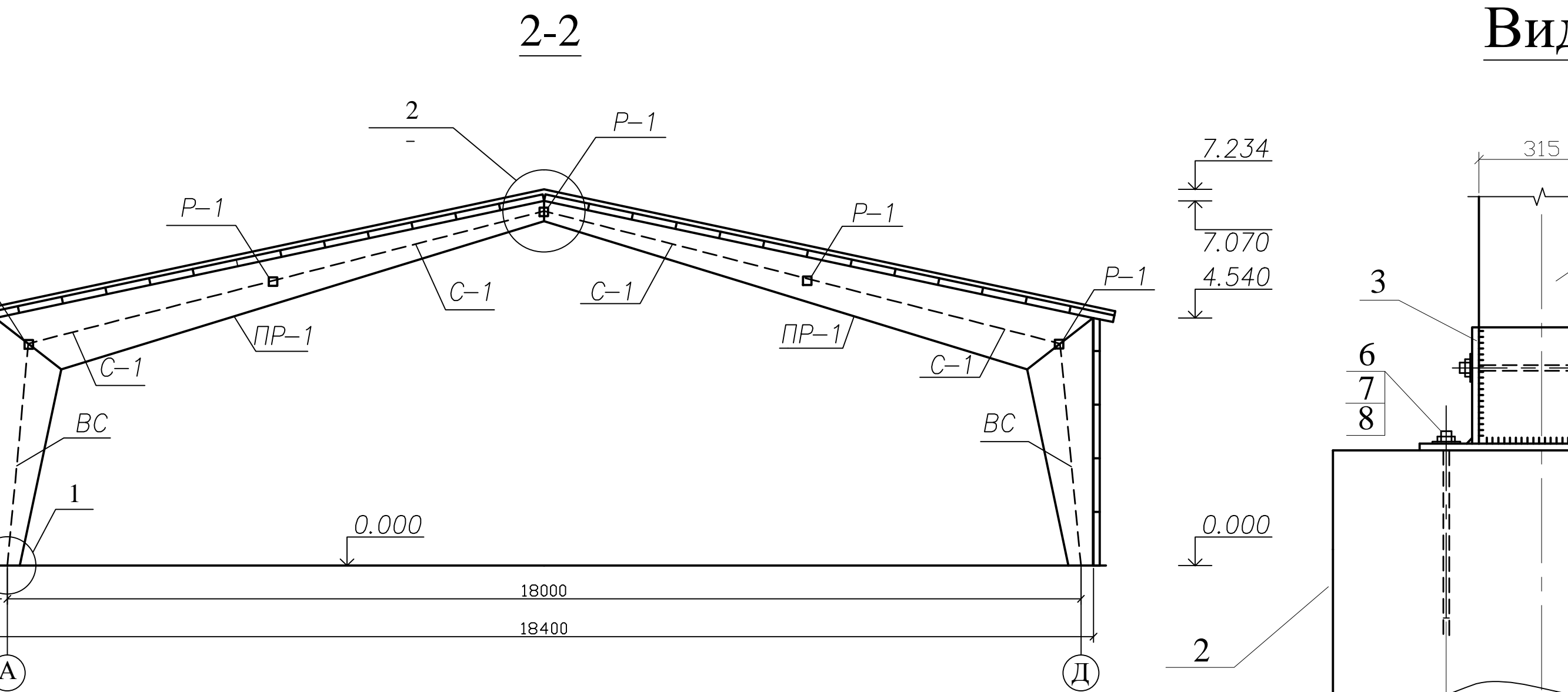
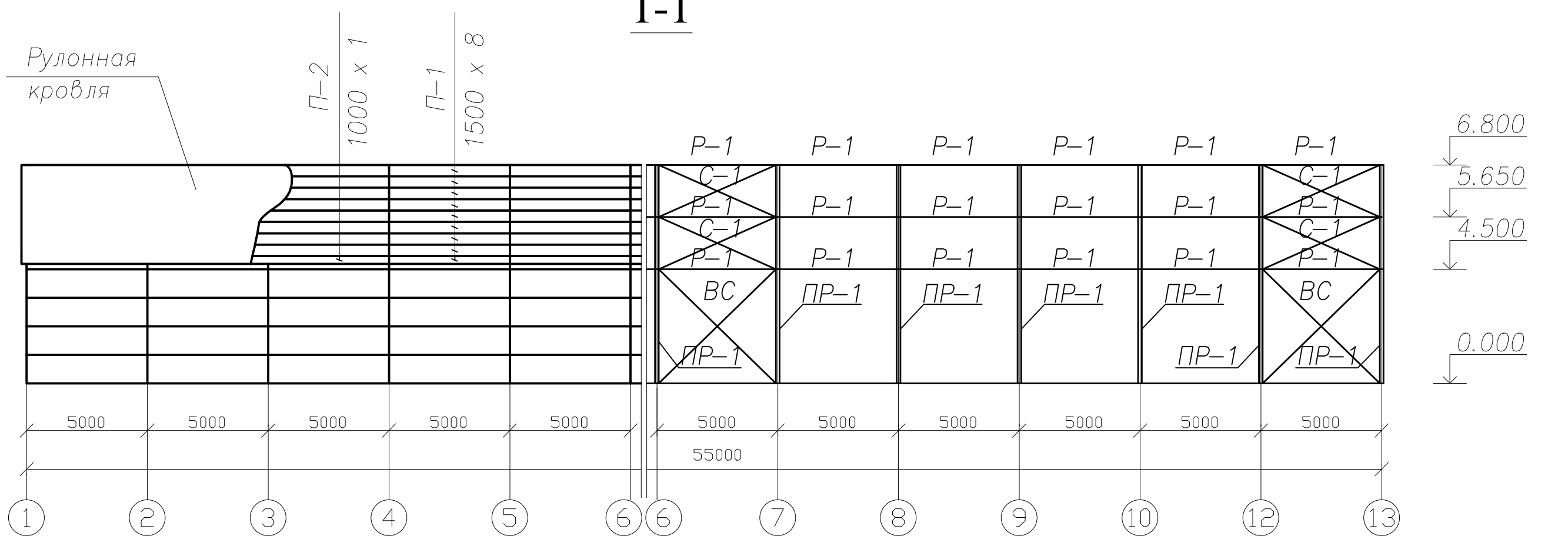
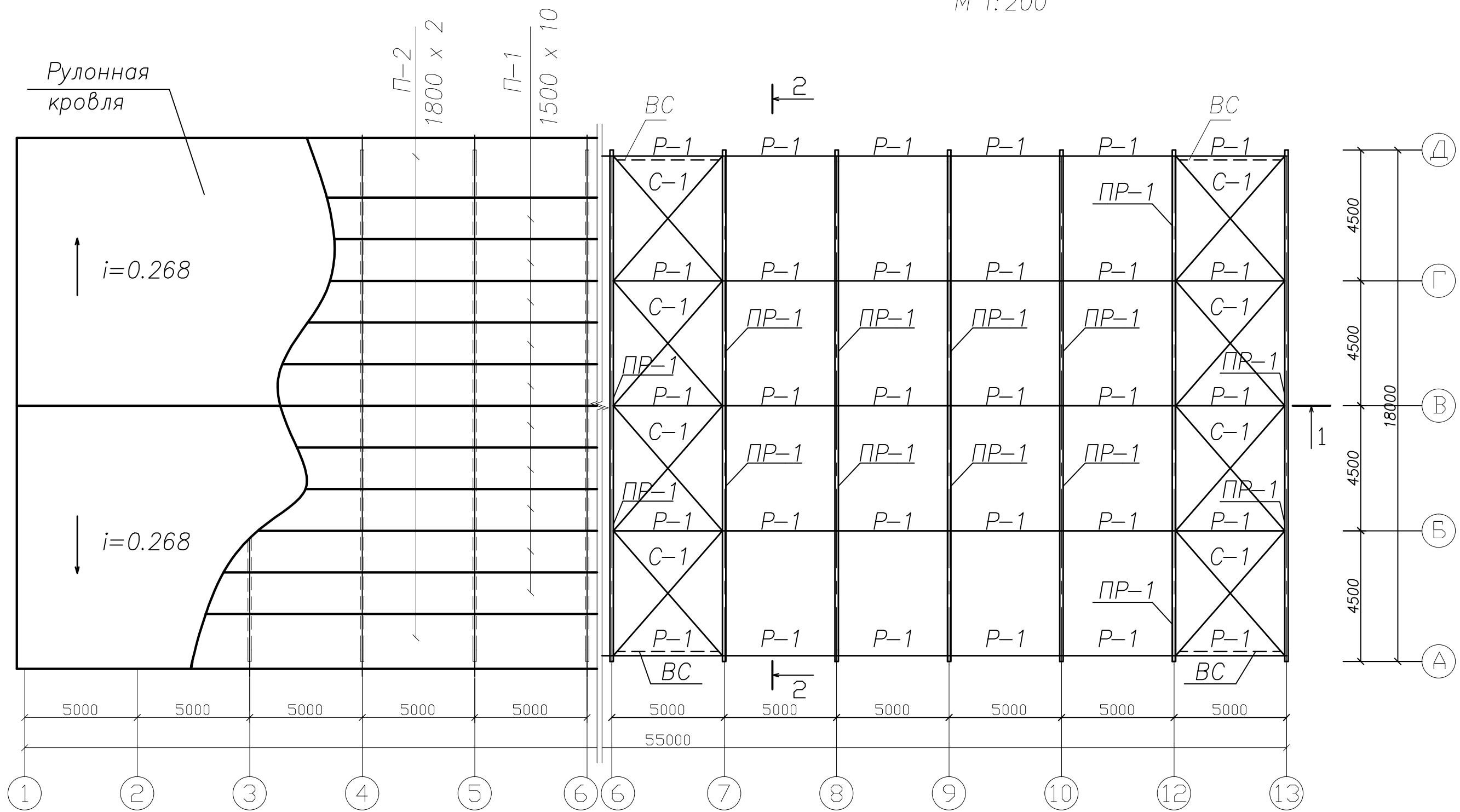
			КГАСУ ИС КР 0305082		
			Кафедра ЖКИС		
Консульт	Шмелев Г.Н.	Подп.	Дата	Стд.	Лист
Принял	Шмелев Г.Н.			у	1
Выполнил	Дьячкова Н.				2
Планы М1:200. Разрез. Клефанерная панель покрытия.				гр. ЗПГ-302	



Схема расположения элементов каркаса и покрытия

План плит покрытия

План монтажных элементов  
М 1:200



Ведомость элементов

Форм. Зона	Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Объем, м <sup>3</sup>
		ПР-1	Полурама	26	12,87	м <sup>3</sup>
		Р-1	Распорка	60	13,79	кг
		С-1	Связь	12	17,85	кг
		ВС	Вертикальная связь	6	26,4	кг
		П-1	Клеефанерная панель	176	72,1	кг
		П-2	Клеефанерная панель	22	9,01	кг

Спецификация на элемент

Форм. Зона	Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Примечание
Узел 1 (опорный узел полурамы)					
	1	ГОСТ 8486-66	Полурама ПР-1	1	5800кг
	2		Фундамент ж.б	1	
	3	ГОСТ 19903-74*	Стальная пластина 150x450x15	2	7,95кг
	4	ГОСТ 19903-74*	Опорный лист 450x425x19	1	28,5кг
	5	ГОСТ 19903-74*	Упорная диафрагма 150x215x15	1	3,8кг
	6	ГОСТ 7798-70	Анкерный болт М24 L=800мм	2	2,84кг
	7	ГОСТ 7798-70	Гайка М24	2	0,141кг
	8	ГОСТ 7798-70	Шайба 90x7	2	0,421кг
	9	ГОСТ 7798-70	Болт М24 L=365мм	1	1,3кг
	10	ГОСТ 7798-70	Гайка М24	2	0,141кг
	11	ГОСТ 7798-70	Шайба 90x7	2	0,421кг
Узел 2 (коньковый узел)					
	12	ГОСТ 8486-66	Полурама ПР-1	2	5800кг
	13	ГОСТ 8486-66	Накладка фасонная 1600x400x100	2	0,064м <sup>3</sup>
	14	ГОСТ 7798-70	Болт М24 L=475	15	1,69кг
	15	ГОСТ 7798-70	Гайка М24	15	0,2кг
	16	ГОСТ 7798-70	Шайба 90x7	15	0,421кг
	17	ГОСТ 8486-66	Распорка (Р-1) 100x100x500	2	0,005м <sup>3</sup>
	18	ГОСТ 8486-66	L 50x50x5 L=70мм	4	0,261кг

Технические требования:

1. Место строительства – г. Санкт-Петербург.
2. Температурно-влажностные условия – А2
3. Расчет деревянных элементов произведен в соответствии со СНиП II-25-80
4. Расчет металлических элементов произведен в соответствии со СНиП II-23-81\*.
5. Материал деревянных конструкций – сосна 2 сорта; влажность: для цельных элементов 8%, клееных 12%
6. Материал металлических конструкций – сталь С245.
7. Сварка электродуговая ручная электродами Э42 по ГОСТ 9467-93.
8. Защита от загнивания – пропитка фтористым натрием (антисептиком) ГОСТ 28-71-75.
9. Защита от возгорания – нанесение огнезащитной обмазки ОПФ-9, ГОСТ 23790-80.
10. Защита стальных элементов от коррозии – нанесение эмали ПФ-103 по грунту ГФ-0119.

Вид А

КГАСУ ИС КР 0305164

Кафедра МКИИС

Консульт	Шмелев Г.Н.	Подпись	Дата	стаж.	лист	листо в
Принял	Шмелев Г.Н.			у	1	2
Выполнил	Разанова И.В.					
Склад готовой продукции				Схема расположения элементов каркаса и покрытия М1:200. Разрез 1-1, 2-2. Узлы 1 и 2		
				ер.3ПГ-301		

