1. **Задание на проектирование**

Таблица 1. Значения исходных данных.

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| *№* | *Наименование характеристики* | *Значение* |
|  | Схема несущих конструкций | Гнутоклееная рама |
|  | Снеговой район | II |
|  | Пролет здания, м | 27 |
|  | Шаг несущих конструкций, м | 5,0 |
|  | Тип ограждающих конструкций | Прогоны консольно-балочные |
|  | Тип покрытия | Теплое |
|  | Материал кровли | Мягкая черепица |
|  | Высота рамы в карнизном узле, м | 11,9 |
|  | Длина здания, шагов | 10 |
|  | Уклон кровли | 24° |

В качестве утеплителя применяем утеплитель из базальтового волокна ROCKWOOL Light MAT размером 600÷1000 мм.



Рис. 1. Схема расположения и состав покрытия

1. **Расчет ограждающих и несущих конструкций кровли**

Принимаем рабочий настил из досок 125х32мм, II-го сорта согласно сортамента пиломатериалов (ГОСТ 8486-86\*Е). Шаг прогонов 1,4м.

**2.1. Расчет рабочего настила**

**Сбор нагрузок на рабочий настил**

Рабочий настил предназначен для укладки по прогонам.

* *Равномерно распределенная нагрузка.*

Таблица 2. Определение нормативных и расчетных нагрузок на 1 м2.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| **№** | **Наименование нагрузки** | **Нормативная**  **нагрузка,**  **кН/м2** | **Коэфф**-**т**  **надежности** | **Расчетная нагрузка кН/м2** |
| 1. | Мягкая черепица  RUFLEX 8 кг/м | 0,08 | 1,05 | 0,084 |
| 2. | Защитный настил (сплошной) 125х25 | 0,025\*5/0,345= =0,125 | 1,1 | 0,138 |
| 3. | Рабочая доска –125х32 мм с шагом в осях 325 мм | 0,125\*0,032\*5/ 0,325=0,061 | 1,1 | 0,068 |
|  | **Итого постоянная нагрузка** | **0,267** |  | **0,291** |
| 4. | Временная нагрузка  - снеговая II район | 0,84 |  | 1,2 |
|  | **Итого полная нагрузка** | **1,11** |  | **1,49** |

Расчётное значение снеговой нагрузки принимается по [6], а нормативное значение принимается умножением на коэффициент 0,7.

* *Сосредоточенная сила.*

Р = 1кН. Коэффициент надежности по нагрузке

Расчетное значение сосредоточенной силы:

При двойном настиле (рабочем и защитном, направленным под углом к рабочему) сосредоточенный груз следует распределять на ширину 500 мм рабочего настила. То есть, на 1 погонный метр рабочего настила распределенную нагрузку собираем с ширины 500 мм.

1. *постоянная + временная*

- нормативная: qн = 1,11·0,5 = 0,555 кН/м

- расчетная: qр = 1,49·0,5 = 0,745 кН/м

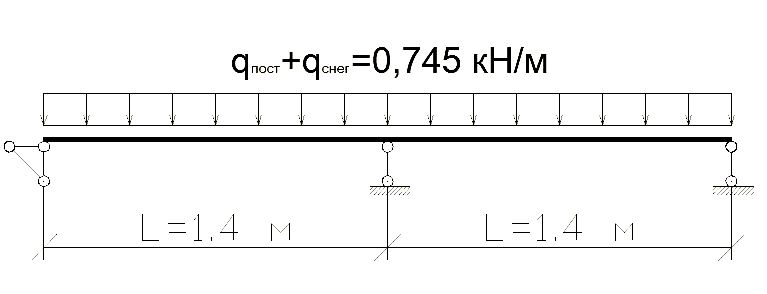
1. *постоянная*

- расчетная: qр = 0,291·0,5 = 0,145 кН/м

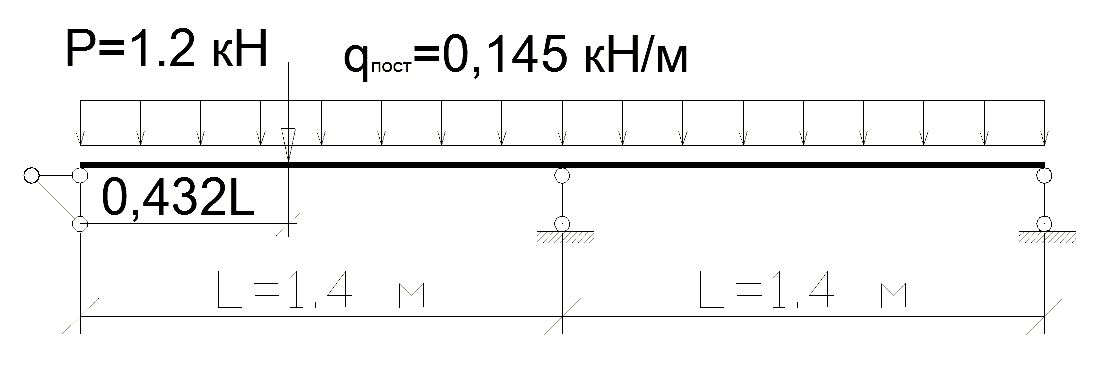
**Расчетная схема рабочего настила**

Расчет настила ведем как балки по двухпролетной схеме. Расстояние между опорами равно шагу прогонов L = 1,4м. Настил рассчитываем на два сочетания нагрузок.

1. Постоянная + снеговая.



1. Постоянная + сосредоточенная сила (Р = 1,2 кН)



**Расчет по первому предельному состоянию.**

Проверка рабочего настила на прочность выполняется по формуле:



где *М* – максимальный изгибающий момент;

*W* – момент сопротивления сечения;

*Rи* – расчетное сопротивление древесины изгибу;

*mН*– 1,2 – коэффициент, учитывающий кратковременность действия сосредоточенной нагрузки (принимается для второго сочетания нагрузок).

При первом сочетании нагрузок:



При втором сочетании нагрузок:



Момент сопротивления доски рабочего настила:

где, *k -* число досок, укладываемых на ширине настила 0,5м.

с - шаг рабочего настила, b – ширина досок рабочего настила.

Расчет прочности производим по максимальному моменту.



Запас по прочности составляет:



т.е. условие экономичности сечения выполняется.

**Расчет по второму предельному состоянию.**

Проверка рабочего настила на прогиб выполняется только для первого сочетания нагрузок и заключается в сравнении прогибов с нормативными.

где – расчетный прогиб конструкции;

– предельный изгиб по табл. 19 [7].

Прогиб настила равен:

Предельные значения прогибов для пролета 1,4м определим интерполируя значения таблицы 19 [7]:

 при пролете , и  при пролете .→

**2.2. Расчет консольно-балочного прогона**

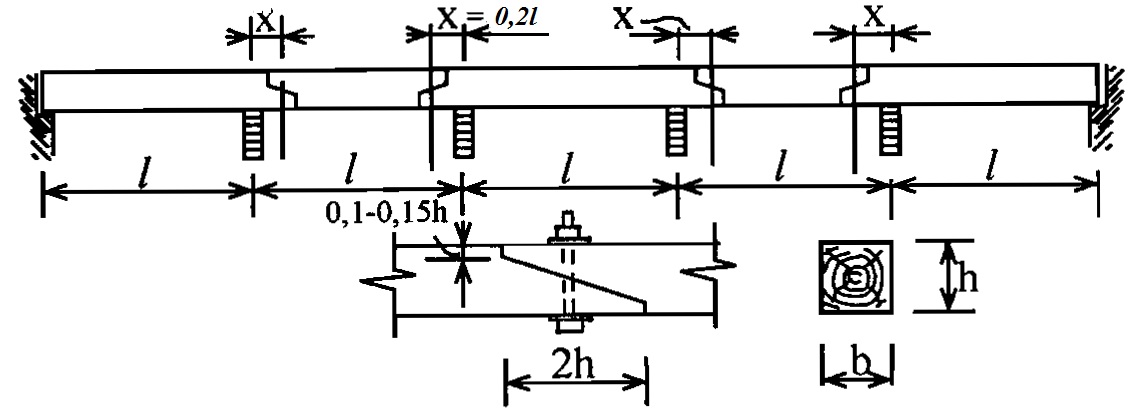
****

Рис. 2. Общий вид и расчетная схема консольно-балочного прогона решенного по равнопрогибной схеме.

Принимаем сечение прогона из бруса размером b×h = 150х175мм II-го сорта, согласно сортаменту пиломатериалов [9]. Шаг прогонов 1,4м.

**Сбор нагрузок**

Таблица 3. Сбор нагрузок на прогоны

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| *№* | *Наименование нагрузки* | *Нормативная*  *нагрузка*  *кН/м2* | *Коэф-т*  *надежн.* | *Расчетная*  *нагрузка*  *кН/м2* |
| 1. | мягкая черепица RUFLEX 8 кг/м | 0,08 | 1,05 | 0,084 |
| 2. | защитный настил (сплошной) – доска 125х25 мм | 0,025\*5=0,125 | 1,1 | 0,138 |
| 3. | Рабочая доска 125х32 мм через 325 мм b/с | 0,125х.0,032х5/0,325=  =0,061 | 1,1 | 0,068 |
| 4. | Утеплитель ROCKWOOL Light MAT кг/м3 толщиной 150 мм | 0,3\*0,15=0,045 | 1,2 | 0,054 |
| 5. | Пароизоляция - Strotex 110 Pi  70 г/м2 | 0,0007 | 1,2 | 0,00084 |
| 6. | Прогон 175х150 | 0,175\*0,15\*5/1,4=  =0,094 | 1,1 | 0,103 |
| 7. | Подшивка из досок 25 мм | 0,025\*5=0,125 | 1,1 | 0,138 |
|  | **Итого постоянная нагрузка** | **0,451** |  | **0,585** |
| 8. | Временная нагрузка-  - снеговая 2 район | 0,84 |  | 1,2 |
|  | **Итого полная нагрузка** | **1,29** |  | **1,79** |

где ;- ширина сечения рабочего настила и прогона;

-высота сечения прогона;

-объёмный вес древесины;

- шаг прогонов;

Расчётное значение снеговой нагрузки принимается по [6], а нормативное значение снеговой нагрузки принимается умножением расчётного значения на коэффициент 0,7.

Полная нагрузка на 1 погонный метр при шаге прогонов B=1,4м равна:

- нормативная: qн = 1,29·1,4 = 1,81 кН/м

- расчетная: qр = 1,79·1,4 = 2,51 кН/м

Таблица 4. Геометрические характеристики сечения (по программе «Декор»).

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| № п/п | Наименование характеристики | Единица измерения | Значение |
| 1. | Площадь поперечного сечения | см2 | 262,5 |
| 2. | Момент сопротивления Wx | см3 | 765 |
| 3. | Момент сопротивления Wy | см3 | 656 |
| 4. | Момент инерции Ix | см4 | 6700 |
| 5. | Момент инерции Iy | см4 | 4920 |
| 6. | Расчетное сопротивление древесины изгибу Rи | МПа | 15,0 |
| 7. | Модуль упругости древесины Е | МПа | 104 |

**Расчет по первому предельному состоянию**



Рис. 3. К расчету прогона на косой изгиб

Проверка прогона на прочность выполняется по формуле:



Расчетная нагрузка и изгибающий момент при 

Проверка прочности:



Запас по прочности составляет:

,т.е. сечение подобрано неэкономично, однако сечение меньшего размера не удовлетворяет требованиям жесткости.

**Расчет по второму предельному состоянию.**

Проверка прогона на прогиб.

Относительный прогиб прогона: 

- предельный прогиб прогона, по табл. 19 [7]; - при пролете L=5м, полученный по интерполяции значений табл.19 [7]:

 при пролёте L=3м и  при пролёте L=6м.

Нормативная нагрузка при α = 24°:



Тогда величина относительного прогиба будет равна:

,

т.е. удовлетворяет требованиям по величине относительного прогиба.

Окончательно принимаем сечение прогона b×h= 150×175мм.

1. **Расчет гнутоклееной трёхшарнирной рамы**

Пролет рамы 27 м, шаг 5 м. Ограждающие конструкции покрытия – мягкая черепица RUFLEX 8 кг/м2. Район строительства – II. Здание по степени ответственности относится к II классу (γn = 1,0 [10]). Температурно-влажностные условия эксплуатации 1. Все конструкции заводского изготовления. Материал – древесина из сосны 2-го сорта, металлические конструкции – сталь марки С235. Склеивание рам – клеем ФРФ-50к.



Рис. 4. Схема поперечной рамы.

**Геометрические размеры**

Расчетный пролет рамы составляет 26,6 м. Уклон ригеля 1:2,25, т.е.

* угол наклона ригеля α = arctg*α* = 24°;
* tg*α* = 0,445
* sin*α* = 0,407;
* cos*α* = 0,914.

Высота рамы в коньке *f* = 11,9 м (высота по оси рамы).

Высота стойки от верха фундамента до точки пересечения касательных по осям стойки и ригеля по табл. 5.1[2] не должна превышать 6м.

По условиям гнутья, толщина досок после фрезеровки должна приниматься не более 1,6 - 2,5 см. Принимаем доски толщиной после фрезеровки 1,9 см. Радиус гнутой части принимаем равным:

= где *δ* - толщина досок.

Угол в карнизной гнутой части между осями ригеля и стойки:

.

Максимальный изгибающий момент будет в среднем сечении гнутой части рамы, который является биссектрисой этого угла, тогда получим:

;

* sin*β* = 0,837;
* cos*β* = 0,545;
* tg*β* = 1,54.

Центральный угол гнутой части рамы в градусах и радианах будет равен:

* *ϕ* = (90 - *β*)⋅2 = (90° – 57°)⋅2 = 33°⋅2 = 66°;
* *ϕ* = 90 - *α* = 90° - 24° = 66°;
* ;
* *ϕ1* =*ϕ/2=33*°;
* sin*ϕ1* = 0,545;
* cos*ϕ1* = 0,839;
* tg*φ1=* 0,649.

Длина гнутой части будет равна: *lгн* = *r⋅ϕрад* = 3⋅1,15 = 3,45 м.

Длина стойки от опоры до начала гнутой части



Длину стойки можно определить иначе (если известно ):

Длина полуригеля:



Длина полурамы:

*lпр* = *lст* + *lгн* + *lp* = 4,03 + 3,45 + 12,61 = 20,09 м.

На основании произведенных вычислений строим расчетную схему гнутоклееной рамы.

**Сбор нагрузок на раму**

Нагрузки от покрытия (постоянная нагрузка) - принимаем по предварительно выполненным расчетам ограждающих конструкций.

нормативная *gн* = 0,451 кН/м2;

расчетная *gр* = 0,585 кН/м2.

Собственный вес рамы определяем из выражения:



*Sн* – нормативная снеговая нагрузка;

*Ксв* – коэффициент собственного веса по табл. 5.1[2];

*l* – расчетный пролет рамы.

Таблица 5. Значения нагрузок, действующих на несущую раму.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| *Наименование нагрузки* | *Норматив­ная наг­руз­ка, кН/м2* | *Коэффици­ент перегрузки* | *Расчетная нагрузка, кН/м2* |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| Собственный вес покрытия |  |  |  |
| *gн* = 0,451⋅5/сos*α* = 2,467  *gр* = 0,585⋅5/сos*α* = 3,20 | 2,47 | - | 3,20 |
| Собственный вес рамы |  |  |  |
| *gс.в.* = 0,245⋅5=1,225 | 1,23 | 1,1 | 1,35 |
| **Итого:** | **3,70** |  | **4,55** |
| Снеговая |  |  |  |
| *Sн* = 0,84⋅5 = 4,2  *Sр* = 1,2⋅5 = 6,0 | 4,2 |  | 6,0 |
| **Итого:** | **7,90** |  | **10,55** |

**Статический расчет рамы**

Максимальные усилия в гнутой части рамы возникают при действии равномерно распределенной нагрузки *g* = 10,55 кН/м по пролету. При этом опорные реакции будут определяться по следующим формулам:

вертикальные: ;

горизонтальные: .

Максимальный изгибающий момент в раме возникает в центральном сечении гнутой части, координаты которой определяют по зависимостям:

*х* = *r*⋅(1 – cos*ϕ1*) = 3⋅(1 – 0,839) = 0,483 м;

*y* = *lcт* + *r*⋅sin*ϕ1* =4,03+ 3⋅0,545 = 5,665 м.

Определим изгибающий момент *М* и продольную силу *N* в этом сечении:

 кНм;

*N* = (*A* – *q*⋅*x*)⋅sin*β* + *H*⋅cos*β* = (140,32 – 10,55⋅0,483)⋅0,837 + 78,41⋅0,55 = 155,9 кН.

**Подбор сечений и проверка напряжений**

В криволинейном сечении *Мmax* = 378 кНм, а продольная сила *N* = 156 кН.

Расчетное сопротивление изгибу в соответствии с табл. 3 [7] для досок осны II сорта при ширине b=18 см (принимаем доски шириной b=20 см до фрезерования) равно 15 МПа. Умножаем его на коэффициент условий работы *mв* = 1 (табл. 5 [7]) и делим на коэффициент надежности по назначению (ответственности) сооружения (*γn* = 1,0 [10]), получим:

= 15,0 МПа = 1,5 кН/см2.

Требуемую высоту сечения *hтр* приближенно определим, преобразовав формулу проверки сечения на прочность, по величине изгибающего момента, а наличие продольной силы учтем введением коэффициента 0,6.



Принимаем высоту сечения несколько больше требуемой, при этом высота сечения должна состоять из целого числа досок, т.е. принимаем 72 слоев толщиной после строжки *δ* = 19 мм, тогда:

*hгн* = 72⋅19 = 1368 мм > 1180 мм.

Высоту сечения ригеля в коньке принимаем из условия:

*hк* > 0,3⋅ *hгн* = 0,3⋅1368 = 410,4 мм

Принимаем из 25 слоев досок толщиной *δ* =19 мм: *hк* = 25⋅19 = 475 мм.

Высоту сечения стойки рамы у опоры принимаем из условия

*hоп* > 0,4⋅ *hгн* = 0,4⋅1368 = 547,2 мм

Принимаем из 32 слоев досок толщиной *δ* =19 мм: *Hоп* = 32⋅19 =608 мм.

Геометрические характеристики принятого сечения криволинейной части рамы:

*Fрасч* = *b*⋅*hгн* = 0,18⋅1,368 = 246,2⋅10-3 м2;

= 56,1⋅10-3 м3;

= 38,4⋅10-3 м4.

В соответствии с п. 5.2[7] к расчетным сопротивлениям принимаются следующие коэффициенты условий работы:

*mв* = 1 (табл. 7);

*m*т = 1 (п. 5.2б);

*mд* = 1 (п. 5.2в);

*mδ* = 0,8 (табл. 9);

*mсл* = 1,1 (табл. 10);

*mгн* = 0,812 (табл. 11, для *Rc* и *Rи*);

*mгн* = 0,612 (табл. 11, для *Rp*).

**Проверка напряжений при сжатии с изгибом**

Изгибающий момент, действующий в центре сечения, находится на расстоянии от расчетной оси, равном:

, где

*hст* - высота сечения стойки рамы у опоры;

*hгн* - высота сечения криволинейной части рамы.

Расчетные сопротивления древесины сосны 2 сорта, с учетом всех коэффициентов условий работы, определим по формулам:

- сжатию и изгибу:

 МПа,

- растяжению:

 МПа,

где 9 МПа – расчетное сопротивление растяжению по табл. 3 [7].

Расчетная длина полурамы *lпр* = 20,09 м, радиус инерции сечения

*i* = 0,289∙1,368 = 0,395352, тогда гибкость λ = *lпр/ i* = 20,09/0,395352= 50,82.

Для элементов переменного по высоте сечения коэффициент *ϕ* следует умножить на коэффициент *kжN*, принимаемый по табл. Е.1 прил. Е [7].

*kжN*  = 0,66 + 0,34⋅*β* = 0,66 + 0,34⋅0,444 = 0,81, где

*β* - отношение высоты сечения верхней части стойки к нижней:

.

Коэффициент *ϕ* определяем по формуле:

, если произведение *φ·kжN*>1, то принимаем *φ·kжN*=1.

В нашем случае имеем *ϕ⋅kжN* = 1,16⋅0,81 = 0,94.

Далее следует определить коэффициент *ξ*, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента:

,

где *N0 = H* – усилие в коньковом шарнире.

Изгибающий момент от действия продольных и поперечных нагрузок, определяемый по деформированной схеме, будет равен:

кНм.

Для криволинейного участка при отношении ,

следует, в соответствии с п. 6.17 СП [7], проверять прочность для наружной и внутренней кромок по формуле (30) того же СП, вводя коэффициенты *krвн* для внутренней и *krнар* для наружной кромок к *Wрасч*:





Расчетный момент сопротивления с учетом влияния кривизны составит:

для внутренней кромки: *Wв* = *Wрасч*⋅*krв* = 56,1⋅10-3⋅0,837 = 46,96⋅10-3 м3;

для наружной кромки: *Wн* = *Wрасч*⋅*krн* = 56,1⋅10-3⋅1,140 = 63,95⋅10-3 м3.

Определим напряжения во внутренней и внешней кромках по формуле:

МПа < *Rc* = 10,72 МПа;

МПа < *Rр* = 5,51 МПа.

Т.е., условие прочности по растяжению удовлетворяется.

Проверим экономичность подбора сечения:

Окончательно принимаем сечения рамы:

*hгн=*136,8 см; *hк =* 47,5 см; *hоп =* 60,8 см,



Рис. 5. Характерные сечения рамы

**Проверка устойчивости плоской формы деформирования рамы**

Рама закреплена из плоскости:

- в покрытии по наружной кромке - плитами по ригелю,

- по наружной кромке стойки – стеновыми панелями.

Внутренняя кромка не закреплена. Эпюра моментов в раме имеет следующий вид:



Рис. 6. Эпюра изгибающих моментов

Точку перегиба моментов, т.е. координаты точки с нулевым моментом находим из уравнения моментов, приравнивая его к нулю:





 , получаем уравнение вида 



В нашем случае: 

Принимаем x = 6,68 м, тогда:



Точка перегиба эпюры моментов соответствует координатам х = 6,68 м от оси опоры, у = 8,95 м.

Тогда расчетная длина растянутой зоны, имеющей закрепления по наружной кромке равна:

*lр1= lст+ lгн+lр*–**

Расчетная длина сжатой зоны наружной (раскрепленной) кромки ригеля (т.е. закреплений по растянутой кромке нет) равна:

*lр2=*

Таким образом, проверку устойчивости плоской формы деформирования производим для 2-х участков.

Проверка производится по формуле 38 п.6.20 [7]: 

1. Для сжатого участка *lр2* = 7,24 м находим максимальную высоту сечения из соотношения:



=

, 

Показатель степени n=2, т.к. на данном участке нет закреплений растянутой стороны.

Находим максимальный момент и соответствующую продольную силу на расчетной длине 7,24 м, при этом горизонтальная проекция этой длины будет равна 

Максимальный момент будет равен в сечении с координатами: х1 и у1,





Момент по деформируемой схеме:



тогда

т.к. принимаем  где 

Коэффициент mб=0,8 для h = 1,368 м, 

Подставим: 

При расчете элементов переменного по высоте сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой кромке или при числе закреплений m<4, коэффициенты *ϕу* и *ϕМ* – следует дополнительно умножать соответственно на коэффициенты *kжN* и *kжМ* в плоскости yz:





Тогда 



Подставим значения в исходную формулу:



2. Производим проверку устойчивости плоской формы деформирования растянутой зоны на расчетной длине , где имеются закрепления растянутой зоны.

Гибкость  

=.

При закреплении растянутой кромки рамы из плоскости, коэффициент  необходимо умножить на коэффициент kпN, а  - на коэффициент kпМ.

Поскольку верхняя кромка рамы раскреплена прогонами, расположенными с шагом 1,4 м, и число закреплений m>4, величину следует принимать равной 1, тогда:

 ;

*ϕу*⋅*kпN* = 0,049⋅13,54 = 0,663;

*ϕМ*⋅*kпМ* = 0,292⋅3,383 = 0,988.

Подставим полученные значения в формулу проверки устойчивости плоской формы деформирования:

,

т.е. общая устойчивость плоской формы деформирования полурамы обеспечена с учетом наличия закреплений по наружному контуру.

Поскольку все условия прочности и устойчивости рамы выполняются, принимаем исходные сечения как окончательные.

*hгн=*136,8 см; *hк =* 47,5 см; *hоп =* 60,8 см.

1. **Расчет и конструирование узлов трехшарнирной гнутоклееной рамы.**

**Опорный узел**

Определим усилия, действующие в узле:

продольная: *N0* = А = 140,32 кН;

поперечная: *Q0* = *H* = 78,41 кН.

Опорная площадь колонны: *Fоп* = *b*⋅*hоп* = 0,18⋅0,608 = 109,4 ⋅10-3 м2;

При этом напряжения смятия *σсм* составят:

= 1,28 кН/см2 < *Rсм* = 1,5 кН/см2, где

*Rсм* – расчетное сопротивление смятию по табл. 3 [7].

Нижняя часть колонны вставляется в стальной сварной башмак, состоящей из диафрагмы, воспринимающей распор, и двух боковых пластин, воспринимающих поперечную силу, и стальной плиты – подошвы башмака.

При передаче распора на башмак колонна испытывает сжатие поперек волокон, нормативное значение расчетного сопротивления которому определяется по таблице 3 [7] и для принятого сорта древесины составляет:

*Rсм90н* = 3,00 МПа = 0,3 кН/см2.

Требуемая высота диафрагмы определяется из условия прочности колонны:

= 0,15м, принимаем высоту диафрагмы 20 см.

Определим требуемую толщину *δ* опорной вертикальной диафрагмы, рассчитав ее на изгиб как балку, частично защемленную на опорах, с учетом пластического перераспределения моментов:

= 88,2 кНсм = 0,88 кНм.

Найдем требуемый из условия прочности момент сопротивления сечения. При этом примем, что для устройства башмака применяется сталь С235 с расчетным сопротивлением *Rу* = 230 МПа = 23 кН/см2 .

= 4,26 см3.

Из выражения для момента сопротивления, известной из курса сопротивления материалов, определим толщину диафрагмы:

= 1,13 см.

Принимаем толщину диафрагмы *δ* = 1,2 см.

Боковые пластины принимаем той же толщины в запас прочности.

Опорную плиту обычно принимают толщиной 2см.

Предварительно принимаем следующие размеры опорной плиты:

длина *lп* =608+2\*50 = 708≈710мм, ширина *bп* =180+2\*100=380 мм.

Для устройства фундаментов принимаем бетон класса В15, имеющий расчетное сопротивление сжатию *Rb* = 1,1 кН/см2.

Для крепления башмака к фундаменту принимаем болты диаметром 20 мм, имеющие следующие геометрические характеристики:

*Fбр* = 3,14 см2; *Fнт* = 2,45 см2.

Анкерные болты работают на срез от действия распора.

Срезывающее усилие: = 39,2 кН.

Напряжение среза определим по формуле:

= 12,48 кН/см2 < = 19,55 кН/см2, где *Rs* – расчетное сопротивление срезу стали класса С235, определяемое в соответствии с табл. 1[8] как 0,85⋅*Ry*.

Условие прочности анкерных болтов выполняется.



Рис. 7. Опорный узел рамы.

**Коньковый узел**

Продольная сила воспринимается лобовым упором полурам в коньковом сечении, при этом торцы полурам работают на смятие под углом к волокнам.







Коньковый узел устраивается путем соединения двух полурам нагельным соединением с помощью стальных накладок.

На накладки действует поперечная сила от односторонней снеговой нагрузки, равная: = 19,95 кН.

Определяем усилия, действующие на болты, присоединяющие прокладку к поясу:

где *l1* – расстояние между первым рядом болтов в узле;

*l2* – расстояние между вторым рядом болтов.

По правилам расстановки нагелей (п.7.18 [7]) отношение между этими расстояниями могут быть *l1/l2* = 1/2или *l1/l2* = 1/3. Принимаем отношение *l1/l2* = 1/3, чтобы получить меньшие значения усилий.

Принимаем диаметр болтов 14 мм и толщину накладки 75 мм.

Несущую способность на один рабочий шов при направлении передаваемого усилия под углом 90° к волокнам согласно таблице 20,21 СП [7] находим из условий:

* Изгиба болта:



но не более значения 

где *a* – толщина накладки; *d* – диаметр болтов.

* Смятия крайних элементов – накладок (угол смятия 90°):



* Смятия среднего элемента – рамы (угол смятия α=90°-24°=66°):



где *с* – ширина среднего элемента узла (рамы).

Минимальная несущая способность одного болта на один рабочий шов:

T*min* = 3,75кН.

Необходимое количество болтов в ближайшем к узлу ряду:

 принимаем 4 болта.

Количество болтов в дальнем от узла ряду:

, принимаем 2 болта.

Принимаем расстояние между болтами по правилам их расстановки (по п.7.18 [7]): , принимаем 20 см, тогда расстояние 

Ширину накладки принимаем ≥ 10d, что равно 140 мм, согласно сортаменту по ГОСТ 24454-80\* принимаем ширину накладки 150 мм, тогда расстояние от края накладки до болтов , расстояние между болтами , принимаем 5,0 см.

Изгибающий момент в накладках:

.

Момент инерции одной накладки, ослабленной четырьмя отверстиями диаметром 1,6 см:





где S3 – расстояние между болтами.

Момент сопротивления накладки:



Напряжение в накладках



где 2 – количество накладок;

Rи – расчетное сопротивление древесины изгибу, табл. 3 [7]; Rи = 13 МПа.



Рис. 8. Коньковый узел рамы.

1. **Список использованной литературы.**
2. Конструкции из дерева и пластмасс. Карлсен Г.Г., М: Стройиздат, 1975г.
3. Конструкции из дерева и пластмасс. Ермоленко Л.К., Филимонов Э.В., Гаппоев М.М., Линьков В.И., Серова Е.Т. и др., М: АСВ, 2004г.
4. Методическое пособие «Пример расчета треугольной распорной системы», Линьков В.И., Серова Е.Т., Ушаков А.Ю. М: МГСУ, 2012г.
5. Методическое пособие «Примеры расчета рамных конструкций», Линьков В.И., Серова Е.Т., Ушаков А.Ю. М: МГСУ, 2012г.
6. Методические указания «Примеры расчета ограждающий конструкций», Линьков В.И., Серова Е.Т., Ушаков А.Ю. М: МГСУ, 2012г.
7. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия». М: ФГУП ЦПП, 2010г.
8. СП 64.13330.2011 «Деревянные конструкции». М: ФГУП ЦПП, 2010г.
9. СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции». М: ФГУП ЦПП, 2010г.
10. ГОСТ 24454-80\* «Пиломатериалы хвойных пород». М: 1995г.
11. ФЗ РФ № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» от 30.12.2009г.