Пермский государственный технический университет

Кафедра строительных конструкций

КУРСОВОЙ ПРОЕКТ

Проектирование склада сыпучих материалов

Выполнил: студент гр. ПГС06

Андреева О.Н.

Проверил: преподаватель

Осетрин А.В.

Пермь 2009

Задание на проектирование



Рис. 1 Геометрическая схема конструкции

Табл.1 Задание

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | Наименование величин |  |
| № схемы | 2 (Склад сыпучих материалов) |
| А | Место строительства | г. Березники |
| Г | Шаг конструкций | 4,5 м |
| И | Расчетный пролет | 64 м |
| Е | Высота | f/l= 1/2 |
| В | Длина здания | 72 м |
| А | Материал обшивок панелей | Асбестоцемент |
| Е | Средний слой панели | Пенопопласт |

Компоновка плиты

Плиты покрытия укладываются непосредственно по несущим конструкциям, длина плиты равна шагу несущих конструкций – 4,5 м. Ширина плиты принимается равной ширине плоского асбестоцементного листа по ГОСТ 18124 – 1,5 м. Толщина листа – 10 мм. Асбестоцементные листы крепятся к деревянному каркасу шурупами диаметром 5 мм и длиной 50 мм через предварительно просверленные и раззенкованные отверстия.

Высота плиты h



Каркас плит состоит из продольных и поперечных ребер. Ребра принимаем из ели 2-го сорта. Толщину ребер принимаем 50мм. По сортаменту принимаем доски 50\*175 мм. После острожки кромок размеры ребер 50\*170 мм. Шаг продольных ребер конструктивно назначаем 50см. Поперечные ребра принимаются того же сечения, что и продольные и ставятся в местах стыков асбестоцементных листов. листы стыкуются на «ус». Учитывая размеры стандартных асбестоцементных листов ставим в плите два поперечных ребра. Пароизоляция – окрасочная по наружной стороне обшивки. Окраска производится эмалью ПФ-115 за 2 раза. Вентиляция в плитах осуществляется вдоль плит через вентиляционные отверстия в поперечных ребрах.

Теплотехнический расчет плиты

Место строительства: г. Березники

Температура наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92:

text=-37°С;

Средняя температура наружного воздуха отопительного периода:

tht=-6,7°С;

Продолжительность отопительного периода со среднесуточной температурой ≤8°С: zht=245 суток;

Расчетная средняя температура внутреннего воздуха: tint=12°С;

Зона влажности: 3 (сухая);

Влажностный режим помещений: влажный (75%);

Условия эксплуатации: Б (нормальный);

Расчетные формулы, а также значения величин и коэффициентов приняты по СНиП 23-02-2003 «Тепловая защита зданий».

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование слоя |  |  |  |  |
| Рулонный ковёр (2 слоя рубероида) | 600 | 0,010 | 0,17 | 0,059 |
| Асбоцементный лист | 1800 | 0,010 | 0,52 | 0,019 |
| Пенопласт ПС-1 | 40 | Х | 0,06 |  |
| Асбоцементный лист | 600 | 0,010 | 0,52 | 0,019 |



Принимаем толщину утеплителя 100 мм.

Сбор нагрузок на плиту (кН/м2).

Сбор нагрузок выполняем в табличной форме:

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| N п/п | Наименование нагрузки | Единицы измерения | Нормативная нагрузка | γf | Расчетная нагрузка |
| I | Постоянные: |  |  |  |  |
| 1 | Кровля 2 слоя рубероида | кН/м2 | 0,100 | 1,3 | 0,130 |
| 2 | Собственный вес продольных ребер: | кН/м2 | 0,115 | 1,1 | 0,127 |
| 3 | Собственный вес поперечных ребер: | кН/м2 | 0,040 | 1,1 | 0,044 |
| 4 | Верхняя и нижняя обшивки из асбоцементного листа: | кН/м2 | 0,18 | 1,1 | 0,198 |
| 5 | Утеплитель: пенопласт ПС-1 | кН/м2 | 0,03 | 1,2 | 0,036 |
| ИТОГО: qпокр | | кН/м2 | 0,465 |  | 0,535 |
| II | Временные: | кН/м2 | 1,344 |  | 1,92 |
| 6 | Снеговая |
| 7 | Ветровая  кН/м2 | кН/м2 | 0,15 | 1,4 | 0,21 |
| ВСЕГО q | | кН/м2 | 1,959 |  | 2,655 |

Снеговая нагрузка

Полное расчетное значение снеговой нагрузки S на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле



Рис. 2 Схема загружения арки снеговой нагрузки

Sg=3,2 кН/м2 – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м2 горизонтальной поверхности земли (г Березники – V снеговой район);

при α= 45о;



S= 3,2· 0,6= 1,92 кН/м2;

Ветровая нагрузка

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки wm на высоте z над поверхностью земли



w0= 0,30 – нормативное значение ветрового давления (г. Березники – II ветровой район)

k = 1,0 (z = 32 м)– коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте в зависимости от типа местности (местность тип В – городские территории, лесные массивы и другие местности равномерно покрытые препятствиями)

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Высота z, м | ≤ 5 | 10 | 20 | 40 |
| Коэффициент k | 0,5 | 0,65 | 0,85 | 1,1 |

с — аэродинамический коэффициент (се1= +0,5; се2= -0,4)

γf – коэффициент надежности по нагрузке. γf = 1,4

Полные погонные нагрузки (при )



Нормативная:;



Расчетная: ;



Статический расчет

Ширина площадки опирания на верхний пояс несущей конструкции 6 см, расчетный пролет плиты: . Плита рассчитывается как балка на 2-х опорах.



Расчетный изгибаемый момент:



Поперечная сила:



Определение геометрических характеристик расчетного сечения плиты

Для сжатых обшивок принимаем часть обшивки

= 18 см, с двух сторон – 36 см;



= 25 см, с двух сторон – 50 см, т.е. сечение получается несимметричным (рис. 3).



Рис. 3. Расчетное сечение плиты

Определяем положение нейтральной оси сечения по формуле без учета податливости соединений ребер каркаса с обшивками



Отношение модуля упругости обшивки к модулю упругости каркаса равно:

= =(1,4104)/(1104) = 1,4.



Yо = (859,5 + 1,43618,5 + 1,4500,5)/[85 + (36 + 50) 1,4] = 8,6 см.

Определяем моменты инерции каркаса и обшивок.

Собственный момент инерции каркаса

= 4173/12 = 1637,7 см4.



Момент инерции каркаса относительно найденной нейтральной оси

= 1637,7 + 85 (9,5 – 8,6)2 = 1706,6 см4.



Моменты инерции обшивок относительно нейтральной оси:

= [3613/12 + 36(18,5 – 8,6)2]1,4 = 4943,9 см4;



= [5013/12 + 50(8,6 –0,5)2]1,4 = 4598,5 см4.



Суммарный момент инерции сечения:

= 1637,7 + 4943,9 + 4598,5 = 11180,1см4.



Шурупы в плите расставлены с шагом 180 мм, т.е. = 8.



Статические моменты относительно нейтральной оси будут равны:

= 36(18,5 – 8,6)1,4 = 499,0 см3;



= 50(8,6 – 0,5)1,4 = 567,0 см3.



Определяем коэффициент податливости соединений т (= 1, = 6210-5):



Определяем :



т >, т.е. для расчета прочности каркаса принимаем т ==0,156;



для расчета прочности обшивок принимаем т = 0,738.

Положение нейтральной оси определяем с учетом коэффициента податливости соединений ребер каркаса с обшивками при т = 0,738, т.е. при т для определения напряжений в обшивках.

Определяем положение нейтральной оси:

см.



Моменты инерции будут равны:

= 1637,7 + 85(9,5 – 8,75)2 = 1685,5 см4;



= [3613/12 + 36(18,5 – 8,75)2]l,4 = 4795,4 см4;



= [5013/12 + 50(8,75 – 0,5)2]1,4 = 4770,2 см4.



Для определения напряжений в ребре каркаса положение нейтральной оси определяем при = 0,156:



см.



Моменты инерции:

= 1637,7 + 85(9,5 – 9,23)2 = 1643,9 см4;



= l,4[36l3/12 + 36(18,5 – 9,23)2] = 4335,2 см4;



= 1,4[5013/12 + 50(9,23– 0,5)2] = 5340,7 см4;



= 736,25 + 0,7382(4335,2 + 5340,7) = 6006,2 см4.



Определяем напряжение в ребре каркаса и обшивках.

Определяем коэффициент для определения напряжений в обшивках:



Определяем напряжения в обшивках:

в нижней обшивке

кН/см2;



в верхней обшивке

кН/см2;



Определяем напряжения в каркасе.

Определяем коэффициент :



В растянутой зоне ребра

кН/см2



В сжатой зоне ребра

кН/см2



Статический момент относительно сдвигаемого сечения равен

= 501,4(9,23 – 0,5) + 58,234,115 = 781,9 см3.



Приведенный момент инерции согласно формуле [16] равен:

= 1643,9 + 0,1562 (4335,2+5340,7) = 1879,4 см4;



= (17,37781,9)/(1879,450) = 0,145 кН/см2.



Проверка прочности элементов плиты

Прочностные показатели материалов

В соответствии с ГОСТ 18124 – 75\* первый сорт прессованного асбестоцементного плоского листа имеет временное сопротивление изгибу 23 МПа. Временное сопротивление изгибу для расчета плиты, равное 23•0,9 = 20,7 МПа. Принимаем значения расчетных сопротивлений асбестоцемента, соответствующие временному сопротивлению изгиба 20 МПа (Rc = 30,5 МПа, Rt = 8,5 МПа и Rst = 14,5 МПа).

Расчетные сопротивления следует умножить на коэффициент условия работы



Тогда = 3,050,7 = 1,83 кН/см2;



= 0,850,7 = 0,6 кН/см2;



= 1,450,7 = 1,5 кН/см2.



Определение расчетных сопротивлений каркаса и производится по СНиП II–25–80 "Деревянные конструкции" для древесины II категории расчетное сопротивление древесины вдоль волокон сжатию = 13 МПа, растяжению = 10 МПа, скалыванию = 1,6 МПа.



Проверки прочности элементов плиты:

в обшивке

0,68 кН/см2< =1,83 кН/см2;



0,58 кН/см2< = 0,6 кН/см2;



в ребре каркаса

0,421 МПа < = 1,3 кН/см2;



0,449 МПа <= 1,0 кН/см2;



= 0,145 кН/см2< = 0,16 кН/см2.



Расчет и проверка прогиба плиты

Изгибная жесткость

= 1979,4104 МПасм4



Максимальный прогиб плиты

(5/384)(2,945040,5)/(1897,4104100) = 0,81 см.



Предельный прогиб



0,81 см < (l/250)=1,8 см.



Вывод:

Подобранное сечение удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

Расчет арки

Склад сыпучих материалов пролетом 62 м представляет собой А–образную арку, в качестве несущих конструкций которой применена стрельчатая арка треугольного очертания с затяжкой. Геометрическая схема – трехшарнирная статически неопределимая арка с затяжкой

Сбор нагрузок на несущий элемент полуарки

Несущий элемент арки – клееная деревянная балка прямоугольного сечения.

Шаг арок – 4,5 м.

Ширина сбора нагрузок – 4,5 м.

Постоянные нагрузки

Нормативная нагрузка от собственной массы несущей конструкции вычисляется приблизительно по эмпирической формуле:

=(0,465+ 1,344) / [1000/ (7∙ 64) - 1]= 1,47 кН/м2;



kсм= 7 – коэффициент собственной массы конструкции;

кН/м2 – нормативная нагрузка от массы покрытия;



кН/м2 – нормативная снеговая нагрузка;



Погонные нагрузки на полуарку

Нормативная постоянная

кН/м;



Расчетная постоянная

кН/м;



Нормативная снеговая

кН/м;



Расчетная снеговая

кН/м;



Ветровая нагрузка

Ветровая нагрузка принимается по табл.5 и приложению 3 СНиПа [1].

Город Березники находится во II ветровом районе, нормативное ветровое давление на покрытие Wo= 0,3 МПа.

Расчетное значение ветровой нагрузки определяется по формуле

W= Wo∙ k∙ c∙ γf;

где k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте;

c – аэродинамический коэффициент, учитывающий форму покрытия

(cе1= 0,4+ (0,8- 0,4)∙ (45- 40) / (60- 40)= 0,5; cе2=-0,4);

γf = 1,4 – коэффициент надежности по нагрузке;



Рис. 4. Схема загружения арки ветровой нагрузкой

Погонные расчетные значения ветровой нагрузки

W1= W1∙ B= 0,3∙ 0,50∙ 0,5∙ 1,4∙ 4,5= 0,473 кН/м;

W2= W2∙ B= 0,3∙ 0,65∙ 0,5∙ 1,4∙ 4,5= 0,614 кН/м;

W3= W3∙ B= 0,3∙ 0,85∙ 0,5∙ 1,4∙ 4,5= 0,803 кН/м;

W4= W4∙ B= 0,3∙ 1,0∙ 0,5∙ 1,4∙ 4,5= 0,945 кН/м;

W5= W5∙ B= 0,3∙ 1,0∙ 0,4∙ 1,4∙ 4,5= 0,756 кН/м;

W6= W6∙ B= 0,3∙ 0,85∙ 0,4∙ 1,4∙ 4,5= 0,643 кН/м;

W7= W7∙ B= 0,3∙ 0,65∙ 0,4∙ 1,4∙ 4,5= 0,491кН/м;

W8= W8∙ B= 0,3∙ 0,50∙ 0,4∙ 1,4∙ 4,5= 0,378 кН/м;

Расчет сочетаний нагрузок

Расчет сочетаний нагрузок производим по правилам строительной механики на ЭВМ с использованием расчетного комплекса «Лира Windows 9.0»

Сочетание нагрузок

Расчетные сочетания нагрузок принимаются в соответствии с п.п. 1.10.-1.13.СНиП [1]. Расчет ведется на одно или несколько основных сочетаний нагрузок.

Первое сочетание нагрузок включает в себя постоянную и снеговую нагрузки по всему пролету:

qI= g + S, кН/м

Второе сочетание нагрузок включает в себя постоянную и снеговую нагрузки по всему пролету совместно с ветровой нагрузкой:

qII= g + 0,9∙(S + W), кН/м

Третье сочетание нагрузок включает в себя постоянную нагрузку по всему пролету, снеговую нагрузку на половине пролета и ветровую нагрузку:

qIII= g + 0,9∙(S’ + W), кН/м

Наибольшие усилия в элементах арки:

продольная сила N= - 117 кН;

поперечная сила Q= - 208 кН;

изгибающий момент М= + 1679 кНм.

Коньковый узел

продольная сила N= - 117 кН;

поперечная сила Q= - 52 кН.

Опорный узел

продольная сила N= - 1147 кН;

поперечная сила Q= + 208 кН.

Усилия в затяжке

продольная сила N= -421 кН;

поперечная сила Q= +75 кН.

изгибающий момент М= +310 кНм.

Статический расчет арки

Статический расчет несущего элемента арки выполняем в соответствии с указаниями СНиП [2] как сжато-изгибаемого элемента. Расчетное сечение арки является сечение с максимальным изгибающим моментом от наиболее невыгодного сочетания нагрузок М= 1679 кНм. При этом же сочетании нагрузок определяем значения продольной силы N= -1147 кН в расчетном сечении и величины продольных и поперечных сил в коньковом и опорном узлах.

Подбор сечения полуарки

Материал для изготовления полуарок принимаем древесину сосны второго сорта толщиной 32 мм. Коэффициент надежности по назначению γn = 0,95. Сечение полуарки принимается клееным прямоугольным.

Оптимальная высота поперечного сечения арки находится в пределах

(1/40 - 1/50)l = (1/40 - 1/50)4500 = 112,5 – 90,0 см.

Согласно СНиП [2], пп. 3.1 и 3.2, коэффициенты условий работы древесины будут при h > 60 см, δсл = 3,2 см mб = 0,8; mсл = 1; соответственно расчетное сопротивление сжатию и изгибу

Rс = Rи = 0,96⋅0,8⋅1,5= 1,152 кН/см2.

Предварительное определение размеров поперечного сечения арки производим по п. 4.17 СНиП [2]:

N/Fрасч + Mд/Wрасч ≤ Rс.

h3 - βNh/Rс - 6βM/(ξRс) = 0.

h3 + 3ph + 2q = 0,

Принимаем

β = h/b = 5,5; ξ = 0,65.

p = -βN/(3Rс)= -5,5⋅1147/(3⋅11520)= -0,183;

q = -3βM/(ξRс)= -3⋅5,5⋅1679/(0,65⋅11520)= -3,70;

h3 – 0,549⋅h – 7,4 = 0,

Поскольку q >> p, дискриминант уравнения Д = q2 + p2 > 0 и оно имеет одно действительное и два мнимых решения. Согласно формуле Кардано, действительное решение h = U + V,

;



h = U + V= 1,95- 0,16= 2,11 м.

Компонуем сечение из 66 слоев досок толщиной 32 мм, шириной 100 и 200 мм. С учетом острожки по 6 мм с каждой стороны, расчетное сечение получаем 2100 х 400 мм.

Расчетные площадь поперечного сечения и момент сопротивления сечения:

Wрасч = b⋅h2/6 = 40⋅2102/6 = 294000 cм3;

F расч = b⋅h = 40 ⋅210 = 8400 см2.

Расчет по прочности сжато-изгибаемой полуарки

Расчет элемента на прочность выполняем в соответствии с указаниями п. 4.17 СНиП [2] по формуле



Определяем гибкость согласно пп.4.4 и 6.25:

λ = l0/r = l⋅μ/ = l⋅μ / = l⋅μ /(0,29h) = 4530⋅1/(0,29⋅210) = 74,4.



Fбр = Fрасч= 8400 см2 - площадь брутто с максимальными размерами сечения элемента;

Коэффициент продольного изгиба

φ= 3000/λ2=3000/74,42=0,54

Коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы при деформации оси элемента

ξ = 1 - N/(φ⋅Rс⋅Fбр) = 1 - 1147/(0,54⋅1,152⋅8400) = 0,78;

Изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок

Mд = M/ξ = 1679 / 0,78 = 2153 кНм;

N/Fрасч+ Mд/Wрасч= 1147/8400 + 2153⋅102/294000 = 0,14 + 0,73 = 0,87 < 1,152 кН/м2,

т.е. прочность сечения обеспечена с запасом 25%.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования производим в соответствии с п. 4.18 [2] по формуле

N/(FбрφRс) + [Mд/(WбрφмRи)]n ≤ 1

Показатель степени n = 1, т.к. элементы арки имеют раскрепления растянутой зоны из плоскости деформирования lр = 1500 см,

Коэффициент φМ определяем с введением в знаменатель коэффициента mб согласно п. 4.25 [3]:

φМ = 140⋅b2⋅kф/(lр⋅h⋅mб) = 140⋅402⋅1,13/(1500⋅210⋅0,8) = 1,0.

Согласно п. 4.14, к коэффициенту φМ вводим коэффициенты Kжм и Kнм. С учетом подкрепления внешней кромки при m > 4 Kжм = 1

Kнм = 0,142⋅lр⋅/h + 1,76⋅h⋅/lр + 1,4⋅αр = 0,142⋅1500/210 + 1,76⋅210/1500+ 1,4⋅0= 1,26;

φмKнм = 1,0⋅1,26 = 1,26

Коэффициент продольного изгиба φ из плоскости

φ = A/λ2y = 3000/[(lо/r]2= 3000⋅0,292⋅402/15002 = 0,18.

Согласно п. 4.18, к коэффициенту φ вводим коэффициент KнN:

KнN = 0,75 + 0,06(lр/h)2 + 0,6αрlр/h = 0,75 + 0,06(1500/210)2 = 3,06

φKнN = 0,18⋅3,06 = 0,55.

N/(FбрφRс) + Mд/(WбрφмRи) = 1147/(8400⋅0,55⋅1,152) + 2153⋅102/(294000⋅1,26⋅1,152) = 0,22 + 0,50 = 0,72 < 1.

Таким образом, условие устойчивости выполнено и раскрепления внутренней кромки в промежутке между пятой и коньковым выполняется через 15 м.

Проверка сечения арки на скалывание по клеевому шву

Проверку сечения арки на скалывание по клеевому шву производим на максимальную поперечную силу Q= 208 кН по формуле Журавского

.



Статический момент поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси

см3;



Момент инерции поперечного сечения арки относительно нейтральной оси

см4;



Прочность сечения обеспечена.

Расчет узлов арки

Рассмотрим опорный и коньковый узлы.

Опорный узел

Расчетная нормальное усилие N= - 1147 кН, поперечное усилие Q= + 208 кН.

Опорный узел решаем в виде классического плиточного шарнира. Материал шарнира – сталь марки С245 (Run= 37 кН/см2, Rуn= 24,5 кН/см2). Конструирование узла начинаем с выбора диаметров крепежных болтов и назначения размеров боковых пластин стального башмака из условия размещения болтов.

Расчетное сопротивление смятию Rсм = Rс = Rи = 1,152 кН/см2;

Производим проверку торцевого упора арки на смятие.

Определяем толщину опорной пластины по требуемому моменту сопротивлению

Требуемая площадь смятия в опорном узле под опорной пластиной

Fсм = N/Rсм = 1147/1,152 = 995,7см2,

где Rсм - расчетное сопротивление смятию древесины.

Ширина пластины равна 400 мм, тогда высота пластины

lпл = Fсм / bпл= 995,7/40 = 24,8 см; конструктивно принимаем длину пластины

lпл = 800 мм, Fсм = 40⋅ 80= 3200 см2.

Напряжение смятия

1147/ 3200= 0,36 кН/см2< 1,152 кН/см2



Толщину пластины находим принимаем 40 мм.

Сварку упорной пластины с боковыми пластинами башмака производим сплошным двусторонним швом толщиной 8 мм.

Толщину боковых пластинок стального башмака принимаем 20 мм.

Высота плиточного шарнира назначаем конструктивно 400 мм.

Расчет на смятие плиточного шарнира производим по формуле



N= 280,1кН – продольное усилие в опорном узле;

r= 160 мм – радиус закругления плиточного шарнира;

l= 290 мм – длина плиточного шарнира;

Rcd = 0,025⋅Run/γm = 0,025⋅37/1,05= 0,88 кН/см2;

Расчет крепления стального башмака к арке ведем на равнодействующее усилие Rб.

Принимаем крепежные болты диаметром 24 мм.

Определяем минимальную расчетную несущую способность болта на один шов сплачивания



Требуемое количество болтов

, принимаем 12 болтов.



Расстановка болтов:

- вдоль волокон принимаем 200 мм;



- поперек волокон между осями нагелей принимаем 100 мм;



- поперек волокон от кромки до оси нагелей принимаем 100 мм



Проверяется условие



где Rб - равнодействующее усилие в максимально нагруженном болте;

[Tn ]min - минимальная несущая способность одного среза болта;

Mб - расчетный момент в башмаке

;



nб - число болтов в крайнем ряду, параллельном оси элемента nб=3;

mб - общее количество болтов в башмаке mб=12;

zi - расстояние между осями болтов в направлении, перпендикулярном оси элемента;

zmax - максимальное расстояние между осями болтов в том же направлении; zmax=40 см;

.



.



Коньковый узел

Расчетное продольное усилие N= - 117 кН;

Расчетное поперечное усилие Q= - 52 кН.

Коньковый узел решаем в виде классического плиточного шарнира. Материал шарнира – сталь марки С245 (Run= 37 кН/см2). Конструирование узла начинаем с выбора диаметров крепежных болтов и назначения размеров боковых пластин стального башмака из условия размещения болтов.

Толщину опорной пластины принимаем 40 мм.

Толщину боковых пластинок стального башмака принимаем 20 мм.

Высота плиточного шарнира назначаем конструктивно 200 мм.

Расчет на смятие плиточного шарнира производим по формуле



N= 117 кН – продольное усилие в коньковом узле;

r= 100 мм – радиус закругления плиточного шарнира;

l= 400 мм – длина плиточного шарнира;

Rcd = 0,025⋅Run/γm = 0,025⋅37/1,05= 0,88 кН/см2;

Требуемое количество болтов

,



конструктивно принимаем 9 болтов.

Минимальная расчетная несущая способность болта на один шов сплачивания



Расстановка болтов:

- вдоль волокон принимаем 200 мм;



- поперек волокон между осями нагелей принимаем 100 мм;



- поперек волокон от кромки до оси нагелей принимаем 100 мм



Расчет крепления стального башмака к арке заключается в проверке условия



Rб - равнодействующее усилие в максимально нагруженном болте;

Mб - расчетный момент в башмаке

;



Q= 52 кН – расчетной поперечной силы;

nб - число болтов в крайнем ряду, параллельном оси элемента ;



mб - общее количество болтов в башмаке ;



zi - расстояние между осями болтов в направлении, перпендикулярном оси элемента;

zmax - максимальное расстояние между осями болтов в том же направлении; zmax=40 см;

.



[Tn ]min - минимальная несущая способность одного среза болта;



Меры защиты конструкций от загнивания и возгорания

При проектировании деревянной клееной арки с затяжкой предусматриваем конструктивные меры защиты от биологического разрушения, возгорания и действия химически агрессивной среды.

Конструктивные меры, обеспечивающие предохранение и защиту элементов от увлажнения, обязательны, независимо от того, производится антисептирование древесины или нет.

Конструктивные меры по предохранению и защите древесины от гниения обеспечивают:

устройство гидроизоляции от грунтовых вод, устройство сливных досок и козырьков для защиты от атмосферных осадков;

достаточную термоизоляцию, а при необходимости и пароизоляцию ограждающих конструкций отапливаемых зданий во избежание их промерзания и конденсационного увлажнения древесины;

систематическую просушку древесины в закрытых частях зданий путем создания осушающего температурно-влажностного режима (осушающие продухи, аэрация внутренних пространств).

Деревянные конструкции следует делать открытыми, хорошо проветриваемыми, по возможности доступными для осмотра.

Защита несущих конструкций:

В опорных узлах, в месте опирания арки на фундамент устроить гидроизоляцию из двух слоев рубероида. При этом низ арки запроектирован на отметке +0,5м. Торцы арок и места соприкосновения с металлическими накладками в опорном и коньковом узлах защитить тиоколовой мастикой У-30с с последующей гидроизоляцией рулонным материалом.

Для защиты от гигроскопического переувлажнения несущих конструкций через боковые поверхности необходимо покрыть пентафталевой эмалью ПФ-115 в два слоя.

Список используемой литературы

1. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия. – М.:ГП ЦПП, 1996.- 44с.

2. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции.- М., 1983.

3. СНиП II-23-81. Стальные конструкции: М., 1990.

4. Рохлин И.А., Лукашенко И.А., Айзен А.М. Справочник конструктора-строителя. Киев, 1963, с. 192.

5. А..В. Калугин. Деревянные конструкции. Учеб. пособие (конспект лекций).-М.: Издательство АСВ, 2003.-224 с., с илл.