Министерство образования и науки Российской Федерации

Федеральное агентство по образованию

Государственное образовательное учреждение

Высшего профессионального образования

"Алтайский Государственный Технический Университет им. И.И. Ползунова".

Кафедра "*Строительных конструкций"*

Тема проекта (работы):

Одноэтажное каркасное деревянное здание в г. Чита (спортзал)

**ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА**

**К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ**

по дисциплине "Конструкции из дерева и пластмасс"

Проект выполнил А.С. Барабанов

студент гр.9ПГС-41

Нормоконтроллер *доцент, Ю.В. Халтурин*

**Барнаул 2010**

Содержание

1. Расчет и конструирование ограждающей конструкции. Плиты с асбестоцементными обшивками

1.1 Исходные данные

1.2Расчетные характеристики материалов

1.3 Сбор нагрузок на плиту

1.4 Расчет верхней обшивки

1.5 Расчет нижней обшивки

1.6 Расчет продольных ребер

2. Расчет и конструирование несущей конструкции

2.1 Балка клеефанерная двускатная с плоскими стенками

2.1.1 Исходные данные

2.1.2 Конструктивный расчет

2.1.2.1 Расчет по первой группе предельных состояний

2.1.2.1.1 Проверка по краевым нормальным напряжениям

2.1.2.1.2 Проверка фанерной стенки по главным напряжениям

2.1.2.1.3 Проверка местной устойчивости фанерной стенки

2.1.2.1.4 Проверка фанерной стенки в опорном сечении на срез по нейтральной оси

2.1.2.2 Расчет по второй группе предельных состояний

2.2 Расчет клееной стойки однопролетной рамы

2.2.1 Исходные данные

2.2.2 Статический расчет

2.2.3 Конструктивный расчет

2.2.4 Конструирование узла защемления стойки

3. Краткие указания по защите деревянных конструкций

Список использованной литературы

## 1. Расчет и конструирование ограждающей конструкции. Плиты с асбестоцементными обшивками

## 1.1 Исходные данные

Каркас панели из сосновых досок 2-го сорта. Обшивки из стандартных асбестоцементных листов размером 1,5х6 м толщиной верхней δв = 0,01 м и нижней δн = 0,008 м соединяются с каркасом на шурупах диаметром 5 мм с шагом расстановки 0,3 м. Диаметр отверстий на 2мм больше диаметра шурупов, которые ставятся на расстоянии 15 мм от кромки листов. Обшивки уложены волокнами вдоль продольных ребер. Утеплитель толщиной 100 мм (из минераловатных матов плотностью 0,75 кН/м3) приклеивается к нижней обшивке на слой битума, который служит пароизоляцией.

## 1.2Расчетные характеристики материалов

Расчетное сопротивление изгибу асбестоцементных листов вдоль волокон , поперек волокон модуль упругости МПа. Для древесины ребер 2-го сорта МПа, МПа, МПа.


## 1.3 Сбор нагрузок на плиту

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормат.нагр. , кН/ | Коэф-тнадежности  | Расчет.нагр. g, кН/ |
| Постоянная:  |  |  |  |
| 1. Рулонная рубероидная кровля | 0,12 | 1,2 | 0,144 |
| 2. Собственный вес панели:  |  |  |  |
|  - верхняя и нижняя обшивки (0.01+0.008) \*19 | 0,342 | 1,2 | 0,410 |
|  - каркас из продольных и поперечных ребер (4\*3\*0,05\*0,15+2\*1,5\*0,05\*0,125) \*5/3\*1.5 | 0,121 | 1,1 | 0,133 |
|  - утеплитель (0,1\*0,75)  | 0,075 | 1,2 | 0,09 |
|  - пароизоляция | 0,02 | 1,2 | 0,024 |
| **Итого:**Временная:1. Снеговая I-й снеговой район г. Чита.  | **0,678**0,56 | 0,7 | **0,801**0,8 |
| **Всего:**  | **1,238** |  | **1,501** |

## 1.4 Расчет верхней обшивки

Верхнюю обшивку рассчитываем по схеме 3-х пролетной балки на два вида сочетаний нагрузок.

Собственный вес и снеговая нагрузка.

кН/м

 - нормативная нагрузка от собственного веса обшивки,

 - нормативное значение снеговой нагрузки,

b - грузовая ширина

Собственный вес 0.01\*19=0.19 берется с учетом рулонной кровли, т.е.

Определим требуемое расстояние между продольными ребрами из следующих условий:

по прочности обшивки на изгиб

по максимальному прогибу обшивки в 1-ом пролете

Собственный вес и сосредоточенный груз P=1\*1.2=1.2 кН

Требуемое расстояние между продольными ребрами из условия прочности обшивки на изгиб:

 - коэффициент условия работы на монтажную нагрузку

*, где*

 - момент в обшивке от ее собственного веса

 - момент в обшивке от сосредоточенного груза

Предполагается, что местная нагрузка распределяется на расчетной полосе b=1м. Предварительно без учета собственного веса обшивки.

Конструктивное расстояние между ребрами (при их толщине 50 мм)

м

что меньше .

Т.о. прочность обшивки при 2-ом сочетании нагрузок:

Прочность верхней обшивки обеспечена.

## 1.5 Расчет нижней обшивки

Нижняя обшивка не рассматривается, так как она работает на изгиб только от собственного веса и утеплителя с большим запасом.

## 1.6 Расчет продольных ребер

Нормативная нагрузка, распределенная на 1 м. п. панели при ее ширине в 1.5 м, *кН/м.*

Требуемый момент инерции продольных ребер из условия предельного прогиба панели (f/l<1/150).

 - расчетный пролет панели за вычетом конструктивного зазора 2 см и ширины площадки опирания 6 см (1).

Приняв высоту ребер = 0.15 м, найдем требуемую суммарную ширину ребер.

Принимаем из условия расположения шурупов доски ребер шириной 0.05м, тогда суммарная ширина ребер

Проверим прочность ребер по нормальным напряжениям

где

Касательные (скалывающие) напряжения в ребрах

где *-*поперечная сила на опоре


## 2. Расчет и конструирование несущей конструкции

## 2.1 Балка клеефанерная двускатная с плоскими стенками

## 2.1.1 Исходные данные

Материалы: для поясов - сосновые доски 42х165мм (после фрезерования пластей и кромок заготовок 50х175мм). В местах склеивания с фанерными стенками устраиваются продольные пропилы 5х15мм. В растянутых поясах используется пиломатериал 2-го сорта, а в сжатых поясах 3-го сорта. Для стенок применяется берёзовая фанера марки - ФСФ сорта ВВ/В толщиной 18мм.

Постоянная нормативная нагрузка на балку:

Временная нормативная нагрузка на балку:

Нагрузка от собственного веса балки определяется по формуле предварительного определения собственного веса конструкции:

Полная погонная нагрузка на балку:

Нормативная:

Расчетная:

Доски поясов стыкуются по длине на зубчатый шип, фанерные стенки на ус. Высоту поперечного сечения в середине пролёта принимаем:

h=L/12=15/12=1.25м

Высота опорного сечения:

Ширина балки:

Расстояние между центрами поясов в опорном сечении:

Расчетное сечение располагается на расстоянии х от опорного сечения

где

Высота балки в “х” сечении:

Изгибающий момент в расчетном сечении:

Требуемый момент сопротивления, приведенный к древесине:

Соответствующий ему момент инерции:

Фактический момент инерции и момент сопротивления расчетного сечения, приведенные к древесине:

где -количество досок в поясе-5

-количество фанерных стенок-2

=1,2-коэффициент, учитывающий повышение модуля упругости фанеры при изгибе в

плоскости листа.

=9000/10000=0,9-коэффициент приведения.


## 2.1.2 Конструктивный расчет

## 2.1.2.1 Расчет по первой группе предельных состояний

## 2.1.2.1.1 Проверка по краевым нормальным напряжениям

а) Расчет фанерной стенки на прочность при растяжении:

где m-коэффициент, учитывающий снижение прочности в стыках фанеры на ус.

б) Расчет сжатого пояса на устойчивость из плоскости изгиба: принимая раскрепление сжатого пояса через 1,5м, определяем его гибкость из плоскости балки.

Напряжение сжатия в верхнем поясе:


## 2.1.2.1.2 Проверка фанерной стенки по главным напряжениям

В зоне первого от опоры стыка на расстоянии =1,39м, изгибающий момент для этого сечения:

Поперечная сила:

Высота сечения:

Момент инерции и статический момент на уровне внутренней кромки растянутого пояса Z-Z, приведенные к фанере равны:

Нормальные и касательные напряжения в стенке на уровне Z-Z:

Главные растягивающие напряжения:


## 2.1.2.1.3 Проверка местной устойчивости фанерной стенки

а) в опорной панели, высота фанерной стенки в расчетном сечении:

Так как hст/dф=0,58/0,018=32<50 - проверка устойчивости стенки не требуется.

б) в расчетном сечении с максимальным напряжениями изгиба: х=6,2м

Проверка не требуется.

## 2.1.2.1.4 Проверка фанерной стенки в опорном сечении на срез по нейтральной оси

Поперечная сила на опоре:

Момент инерции опорного сечения, приведенный к фанере:

Статический момент инерции, приведенный к фанере:

**2.1.2.1.5 Проверка на скалывание по клеевым швам в местах приклейки стенок к поясам**

nш=4-количество клеевых швов.

## 2.1.2.2 Расчет по второй группе предельных состояний

Предварительно вычисляем коэффициенты, учитывающие переменность высоты сечений (k) и влияние деформаций сдвига от поперечной силы (с) - (прил.4. СНиП ||-25-80)

-отношение площади поясов к площади стенки двутавровой балки

Прогиб в середине пролета:

Предельный прогиб по (2\*), табл. 19 п.2а будет равен fпред=L/257=0,0583м, фактический прогиб f=0,034м-меньше fпред.

## 2.2 Расчет клееной стойки однопролетной рамы

## 2.2.1 Исходные данные

Пролет здания - 15 м, высота колонн - 6 м. Шаг несущих конструкций В = 6 м. Ограждающие конструкции покрытия и стен - панели длиной 6 м. Устойчивость конструкций обеспечивается постановкой скатных и вертикальных продольных связей между стойками.

## 2.2.2 Статический расчет

Статический расчет стоек заключается в расчете один раз статически неопределимой системы.

Постоянные расчетные нагрузки:

От веса покрытия = 0.801 кПа

От веса балки покрытия = 0.08 кПа

От веса стенового ограждения нагрузка принимается равной

 = 0.64кПа

Временные нагрузки:

Снеговая нормативная = 0,56 кПа

Снеговая расчетная = 0,8 кПа

Нормативная ветровая нагрузка

 = 0.30 кН/м - нормативное значение ветрового давления для 2-го ветрового района (СНиП (2.1 07-85)),

k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте и типу местности

k = 0.75 до высоты h = 5 м, k = 0.8 при h = 6 м, k = 0.85 при h = 7 м

с1 = +0.8 с2 = - 0.4 согласно СНиП 2.01.07-85

Нормативная ветровая нагрузка **до высоты 5 м**:

а) давление = 0.30\*0.75\*0.8 = 0.18 кН/м

б) отсос = 0.30\*0.75\*0.4 = 0.09 кН/м

То же **при высоте 6 м:**

а) давление = 0.3\*0.8\*0.8 = 0.19 кН/м

б) отсос = 0.3\*0.8\*0.4 = 0.1 кН/м

То же **при высоте 7 м:**

а) давление = 0.3\*0.85\*0.8 = 0.2 кН/м

б) отсос = 0.3\*0.85\*0.4 = 0.1 кН/м

Расчетная ветровая нагрузка на раму:

= \*γf\*B = 0.18\*1.4\*6 = 1.512 кН/м - давление

= \*γf\*B = 0.09\*1.4\*6 = 0.756 кН/м – отсос

Ветровую нагрузку, действующую на участке стены от низа ригеля рамы до верха стены, заменим сосредоточенными силами W1 и W2, приложенными на уровне верха стоек:

*W1 = =*

*W2= =*

 - расстояние от уровня низа ригеля до верха стены, м

, - значения активной ветровой распределенной нагрузки в уровне низа ригеля и в уровне верха стены, кН/м

Постоянное расчетное давление на стойку от вышележащих конструкций:

Собственный вес стойки определим, задавшись предварительными размерами ее сечения:

высота сечения

Принимаю сечение стойки состоящим из 12 слоев досок толщиной 33 мм, тогда hк = 33\*12 = 396 мм

ширина сечения колонны равна bк = 185 мм (после фрезерования боковых поверхностей колонны, склеенной из досок шириной 200 мм).

Собственный вес стойки:

Рсв = b\*h\*H\*\* = 0.185\*0.396\*6\*1.1\*5 =2,41 кН

Расчетная нагрузка от стенового ограждения, распределенная по вертикали с учетом элементов крепления (15% от веса стенового ограждения)

 = \*1.15\*B = 0.64\*1.15\*6 = 4,41 кН

Эксцентриситет приложения нагрузки от стены qст на стойку принимаем равным полусумме высот сечений стойки и стены:

Расчетная нагрузка отвеса снега на покрытии

Определяем усилия в стойках рамы, приняв следующие сочетания нагрузок:

постоянная, снеговая, ветровая. Рама является один раз статически неопределимой системой, за неизвестное усилие принимается продольное усилие Х в ригеле:

Внутренние усилия в сечениях стойки от верха (х = 0) до заделки на опоре (х = Н) определим по формулам:

Изгибающие моменты в левой и правой стойках

Поперечные силы

Нормальные силы

 - коэффициент сочетаний, вводимый для кратковременных нагрузок при одновременном учете 2-х кратковременных нагрузок - снеговой и ветровой.

Усилия в правой и левой стойках на уровне заделки , составляют:

Нормальная сила:

Изгибающие моменты:

Поперечные силы:


## 2.2.3 Конструктивный расчет

В плоскости рамы стойка работает как защемленная на опоре вертикальная консоль в условиях сжатия с изгибом. Из плоскости рамы стойка представляет собой стержень с неподвижными шарнирами на концах.

Сечение стойки имеет размеры 185х396 мм, тогда:

F = 0.185\*0.396 = 0.073м Wx *=*

Jx *=*

 = 0.289\*0.396=0.114 = 0.289\*0.185 = 0.053 м

В плоскости рамы расчет стойки на прочность производится как сжато-изгибаемого элемента:

 - изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме;

М - изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;

ξ - коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от гибкости элемента;

 = 15 МПа -для древесины 2-го сорта. Расчетное сопротивление умножаем на коэффициент условия работы = 1.2, т.к конструкцию рассчитываем с учетом воздействия ветровой нагрузки.

Определяем гибкость стойки в плоскости изгиба, считая, что в здании отсутствуют жесткие торцевые стены:

При λ > 70 ***φ =***

Из плоскости рамы колонну рассчитываем как центрально-сжатый элемент. Расстояние между узлами вертикальных связей устанавливаем по предельной гибкости λпр = 120

 = = 120\*0.289\*0.185 = 6.41> 6 м → достаточно раскрепить стойку по ее верху,

Тогда

 *=*

Проверка устойчивости плоской формы деформирования производим по формуле:

 = Н - расстояние между точками закрепления стойки из плоскости изгиба;

 - коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке

Устойчивость стойки обеспечена.

## 2.2.4 Конструирование узла защемления стойки

а) требуемый момент сопротивления швеллеров

R - расчетное сопротивление стали

По ГОСТ 8240-72 выбираем швеллера с с расчетом, чтобы выполнялось условие:

Такими швеллерами будут №16 с Wx = 93,4 см и Jx = 747см

б) назначаем расстояние между осями тяжей из условия, чтобы было не менее 0.1Н и не менее 2h с округлением, кратным 50 мм в большую сторону. Принимаем = 0.8 м. Производим проверку сечения стойки на скалывание при изгибе по формуле

 - расчетная поперечная сила

 - поперечная сила в стойке на уровне верхних тяжей;

При х = 6 - 0.8 =5,2м

в) определяем усилие, действующее в тяжах и сминающее поперек волокон древесину стойки под планками

г) определяем площадь сечения одного стального тяжа в ослабленном сечении

m1 - коэффициент, учитывающий влияние нарезки

m2 - коэффициент, учитывающий возможную неравномерность распределения усилий в двойных тяжах*.*

По F находим диаметр тяжей dбр = 12 мм, Fнт = 1,13

д) определяем ширину планок из условия смятия

Принимаем ширину планок равной 60 мм.

д) определяем толщину планок δ из расчета их на изгиб как однопролетные свободно опертые балки, загруженные равномерно распределенной нагрузкой q с расчетным пролетом lпл, равным расстоянию между осями тяжей

 - диаметр тяжей

 - толщина стенки швеллера

Опорные реакции планок:

Нагрузка

Расчетный изгибающий момент:

Толщина планок:

Принимаем планку в соответствии с сортаментом δ = 25 мм

## 3. Краткие указания по защите деревянных конструкций

В данном проекте (производственное здание) для защиты деревянных конструкций от огня и биовредителей применяем препарат ХМБ-444 рецептурного приготовления. Состав хорошо растворяется в воде, не имеет запаха, не вызывает коррозию металлов, обладает огнезащитными свойствами, трудно вымывается из древесины. Пропитанная древесина хорошо склеивается и окрашивается. Препарат может применяться как внутри помещений, так и снаружи.

## Список использованной литературы

1. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. - М: Стройиздат, 1983. - 31с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. - М.: Стройиздат, 1986. - 60с.
3. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП А.Б. Шмидт, Ю.В. Халтурин, Л.Н. Пантюшина. 15 примеров расчета деревянных конструкций для курсовых и дипломных проектов: учебное пособие / АлтГТУ им. И.И. Ползунова. -Барнаул: изд. АлтГТУ, 1997. - 86с.
4. Конструкции из дерева и пластмасс: Учеб. для вузов / Ю.В. Слицкоухов, В.Д. Буданов, М.М. Гаппоев и др.; под ред. Г.Г. Карлсена. - М.: Стройиздат, 1986. -543с.