Федеральное агентство по образованию

Томский государственный архитектурно-строительный университет

Кафедра ''Металлических и деревянных конструкций''

**ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА**

по курсовому проекту: ''Конструкции из дерева и пластмасс''

производственное здание в г. Томске

Выполнил:

Проверил:

Томск 2011**Содержание**

|  |  |
| --- | --- |
| Геометрические размеры фермы…………………………………………………... | 3 |
| Расчет клеефанерной утепленной плиты покрытия для промышленного здания………………………………………………………………………………… | 4 |
| Определение усилий в элементах фермы…………………………………………... | 6 |
| Расчет верхнего пояса………………………………………………………………. | 7 |
| Расчет нижнего пояса ……………………………………………………………… | 9 |
| Расчет опорного раскоса…………...………………………………………………. | 9 |
| Расчет среднего раскоса …………………………………………………………… | 9 |
| Расчет опорной стойки ……………...……………………………………………... | 10 |
| Расчет средней стойки ...……………...……………………………………………. | 10 |
| Конструирование и расчет узлов фермы …………………………………………. | 11 |
| Узел А ……...……………………………………………………………………….. | 11 |
| Узел Б ………………………...……………………………………………………... | 11 |
| Узел В …………….…………………………………………………………………. | 12 |
| Узел Г ………………………………………………………………………………... | 13 |
| Узел Д……………………………………………………………………………….. | 14 |
| Расчет колонны из клееного бруса………………………………………………... | 16 |
| Список литературы…………………………………………………………………. | 21 |

**Геометрические размеры элементов фермы**

Расчетный пролет фермы при нулевой привязке:

*ℓ*ф=L–a

где: L–пролет здания, L=24 м.

*а*– высота сечения колонны.

Предварительно можно назначить сечения колонны исходя из заданной предельной гибкости 120, целесообразно принять гибкость несколько меньше предельной, принимаем λ=100.

Тогда из ворожения:λ=ℓ0/rx=2.2Н/0,289*а=*100 получим высоту сечения колонны:



где: ℓ0=µ0∙Н- расчетная длинна.

µ– коэффициент, принимаемый равным при шарнирно-закрепленном и другом защемленном конце–2,2.

Расчетный пролет фермы:

ℓф=h–*a*=24–0.66=23.34 м

Назначаем высоту фермы:

hф=1/7*l*ф=23.34/7=3.34≈3.4 м

Нижний пояс фермы разбиваем на 4 равные панели длинной:

U1=ℓф/4=23.34/3=7,78 м

Высота фермы на опоре:

V1=hф–0.5∙ℓф∙tgα=3.4–0.5∙23.34∙0.1=2.233 м

Разность высот фермы:

∆h= hф–V1=3.4–2.233=1.167 м

Длинна верхнего пояса по скату:

 м

Длинна панели верхнего пояса по скату и длинна раскосов м/у центрами узлов:

О1=ℓn/3=11,728/3=3,91 м

 м

 м

Длинна средней стойки:

 м

**Расчет клеефанерной утепленной плиты покрытия для промышленного здания**

Материал обшивок принимаем водостойкою березовою фанеру марки ФСФ.

Материал каркаса – сосновые доски.

Клей марки КБ–3.

Шаг расстановки несущих конструкций – 4м.

Место строительства – IV район по весу снегового покрова.

Ширину плиты назначаем 1,48 м.

Длину плиты принимаем 398 см с учетом зазора.

Для обшивок используем семислойную фанеру толщиной δ=10 мм.

Высоту продольных ребер назначаем равной 175 мм, после острожки кромок составит: hр=175–2∙3=169 мм.

Ширину продольных ребер (толщину досок) принимаем равной 50 мм.

Утеплитель – плиточный полистирольный пенопласт марки ПС–Б (γ=40 кг/м3) δ=50 мм прикрепляем к нижней обшивке плиты.

Конструкция плиты показана на рис. 1.1.

Вычисляем нагрузку, приходящая на 1 пог.м. длинны плиты (табл. 1).

Расчётным пролётом плиты считаем её длину, уменьшенную на 1%, т.е.:

*l*=0.99х398=394 см

Расчётная ширина обшивки:

bпр=0.9(148-4.8)=129 см

Находим момент инерции приведённого сечения панели:



 см3.

Где: Ед=1000 кН/см2 – модуль упругости древесины рёбер.

Еф=900кН/см2 –модуль упругости семислойной фанеры обшивок.

Таблица 1

Погонная нагрузка на плиту покрытия кН/м

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Наименование | Нормативная | Коэффициент | Расчетная |
| Рубероид (3 слоя) | 0,133 | 1,1 | 0,147 |
| Фанера обшивки | 0,207 | 1,1 | 0,228 |
| Ребра каркаса | 0,213 | 1,1 | 0,231 |
| Утеплитель | 0,025 | 1,2 | 0,030 |
| Пароизоляция | 0,012 | 1,2 | 0,015 |
| Итого: | 0,59 | – | 0,651 |
| Снеговая нагрузка | 2,5 | – | 3,56 |
| Итого: | 3,09 | – | 4,211 |

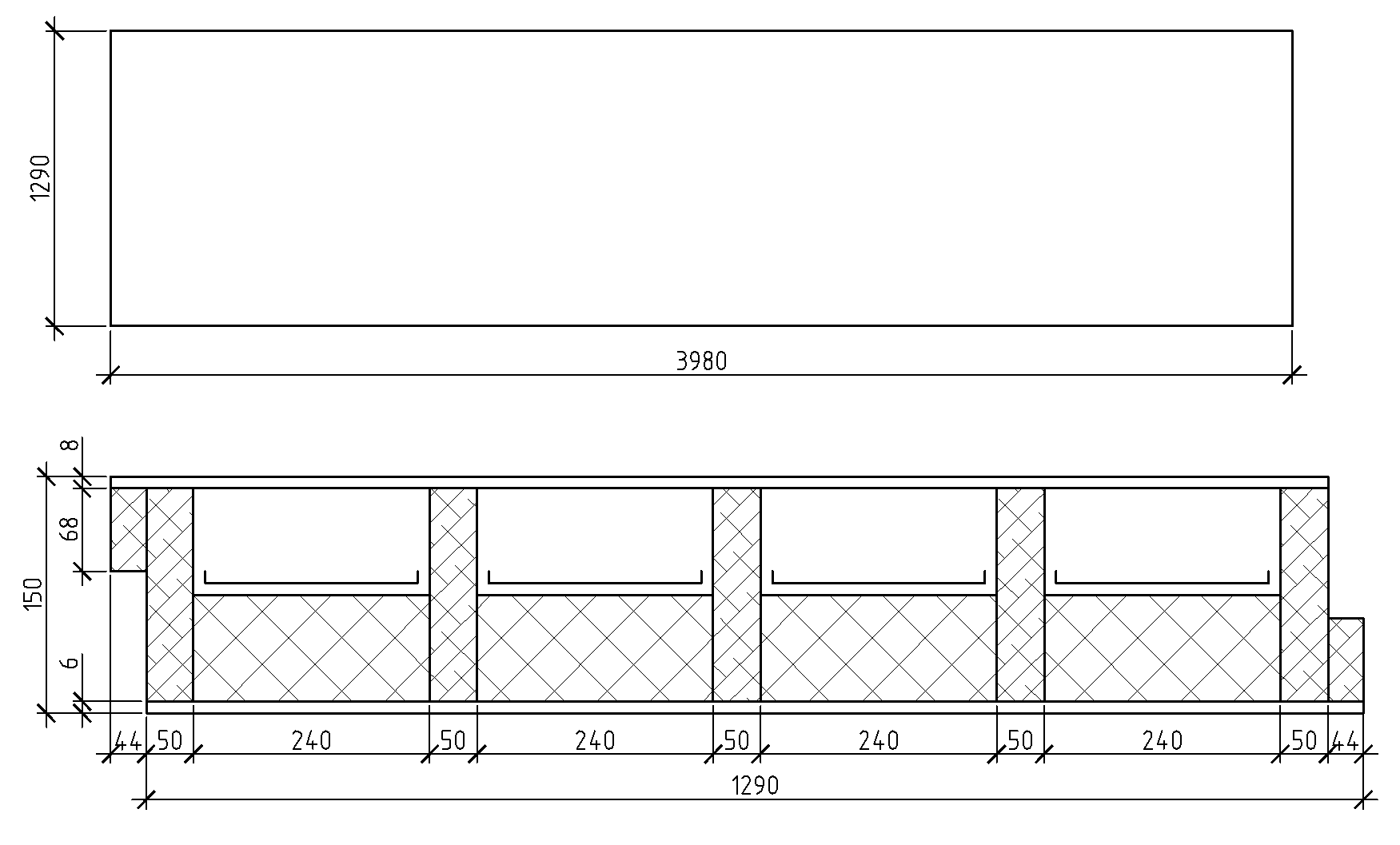


Рис. 1. Плита покрытия

Момент сопротивления приведённого сечения:

 см4

Максимальный изгибающий момент в середине пролёта:

 кН∙м

Напряжение растяжения в нижней обшивке определяем:

кН/см2≤kфRф.р.=0,6∙1,4=0,84 кН/см2.

Расстояние между рёбрами каркаса a=29.6 см.

Отношение а/δ=29.6/1=29.6<50.

Величина коэффициента устойчивости сжатой фанерной обшивки при

а/δ<50→φф=1–[(а/δ)2]/5000=1–29.62/5000=0.825.

Устойчивость сжатой фанерной обшивки:

 кН/см2≤Rф.р.=1,2 кН/см2

Изгибающий момент:

 кН∙см

Момент сопротивления расчётной полосы обшивки:

 см3

Напряжение:

 кН/см2< Rф.р./γn∙0.15∙1.2=0.944

Поперечная сила на опоре:

 кН

Относительный прогиб плиты:



**Определение усилий в элементах фермы**

Нагрузки от собственного веса покрытия и снега:

qнкр=0,59/1,48=0,399 кН/м2; qркр=0,651/1,48=0,44 кН/м2

Снеговая нагрузка, принимаем для IV снегового района:

рнсн=2,4∙0,7=1,68 кН/м2; ррсн=2,4 кН/м2

Ориентировочно нормативная нагрузка от собственного веса фермы:

 кН/м2

Расчетное значение этой нагрузки:

 кН/м2.

Расчетная узловая нагрузка от веса кровли и самой фермы.

 кН

Расчетная узловая нагрузка от снега на покрытие:

 кН

где: Рс–расчетное значение снеговой нагрузки.

Расчётные усилия в стержнях фермы представлены в таблице 2.

Таблица 2

Расчетные усилия в узлах фермы, кН

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование  стержней | Обозначение стержней | Усилие от единичной  нагрузки | | | Усилие от собственной массы, Q кН (15,27 кН) | Усилие от снеговой  нагрузки | | | Расчетные  усилия | |
| Слева | Справа | По всему пределу | Слева | Справа | По всему пределу | Растяжение | Сжатие |
| 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| Верхний пояс | O1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| O2 | -3,31 | -1,96 | -5,27 | -80,47 | -186,32 | -110,33 | -296,65 | – | -377,12 |
| O3 | -3,31 | -1,96 | -5,27 | -80,47 | -186,32 | -110,33 | -296,65 | – | -377,12 |
| Нижний пояс | U1 | 2,68 | 1,20 | 3,88 | 59,25 | 150,86 | 67,55 | 218,41 | 277,61 | – |
| U2 | 2,64 | 2,64 | 5,28 | 80,63 | 148,61 | 148,61 | 297,22 | 377,85 | – |
| Стойки | V1 | -0,50 | 0 | -0,50 | -7,64 | -28,15 | 0 | -28,15 | – | -35,79 |
| V2 | -1,00 | 0 | -1,00 | -15,27 | -56,29 | 0 | -56,29 | – | -71,56 |
| Раскосы | D1 | -3,19 | -1,40 | -4,59 | -70,09 | -179,57 | -78,81 | -258,38 | – | -328,47 |
| D2 | 0,75 | 0,98 | 1,73 | 26,42 | 42,22 | 55,16 | 97,38 | 123,8 | – |
| D3 | 0,85 | -0,83 | 0,02 | 0,31 | 47,85 | -46,72 | 1,13 | 1,44 | – |
| Опорные реакции | R | -2,25 | -0,75 | -3,00 | -45,81 | -42,22 | -168,87 | -211,09 | – | -256,9 |

**Расчет верхнего пояса**

Верхний пояс проектируем из клеедощатых блоков прямоугольного сечения.

Рассчитываем пояс как сжато-изогнутый стержень на продольно сжимающее усилие О2=О3=377,12 кН.

Кроме усилия О1 в верхнем поясе возникает изгибающий момент от местной нагрузки.

Расчетная погонная нагрузка от собственного веса и снега:

 кН/м

Задаёмся расчётной шириной сечения пояса b=175 мм и высотой h=320 мм, компонуя его из досок толщиной 32 мм (4 см до острожки).

Площадь поперечного сечения: Fбр=b∙h=17.5∙32=560 см2.

Момент сопротивления: W= b∙h2/6=17.5∙322/6=2987 см3

Расчётная гибкость в плоскости изгиба: λ=d/0.289h=391/0.289∙32=42,28 кН∙м

Изгибающий момент от местной нагрузки:

Мq=qnd2/8=12.204∙3,912/8=23,32 кН/м

Задаемся величиной эксцентриситета равной e=8 см.

Разгружающий момент: Ме=О1∙е1=377,12∙0,08=30,17 кН∙м

Расчетный изгибающий момент: Мрасч=Мq–Ме=23,32–30,17=6,85 кН∙м

Изгибающий момент от действия поперечных и продольных сил:

МД=Мq/ξ=23,32/0,7332=31,86 кН∙м



где Rc=1,5 кН/см2 – расчетное сопротивление сжатию.

Напряжение:

 кН/см2

Проверяем прочность торцов элемента на смятие под углом α=5º:



Где: Fсм=b∙hсм=17,5∙16=280 см2

 кН/см2

Rсм=1,5 кН/см2 Rсм90=0,25 кН/см2

Определяем напряжение в опорных сечениях по формуле:

 кН/см2

Где: kск=1,47 – коэффициент концентрации

0,6 – коэффициент, учитывающий непроклеивание;

Rск – расчётное сопротивление скалыванию древесины при изгибе, равное 0,24 кН/см2



**Расчет нижнего пояса**

Пояс проектируем из двух прокатных уголков.

Расчетное усилие U1=277,61 кН. Необходимая площадь поперечного сечения металлического пояса:

Fтр=U1/mRyγc=277,61/0.85∙22.5∙1.05=13,825

где Ry=22,5 кН/см2 –расчетное сопротивление растяжению прокатной стали;

γс=1,05 – коэффициент условий работы элементов стальных конструкций;

m=0,85 – коэффициент, учитывающий неравномерное натяжение уголков.

Принимаем сечение пояса из двух уголков (с учётом ослабления крепёжным болтом) 75х50х6 (ГОСТ 8510-86) с F=14,5 см2>Fтр=13,825 см2.

Расчетное усилие U2=377,85 кН. Необходимая площадь поперечного сечения металлического пояса:

Fтр=U2/mRyγc=377,85/0.85∙22.5∙1.05=18,81

Принимаем сечение пояса из двух уголков (с учётом ослабления крепёжным болтом) 75х50х8 (ГОСТ 8510-86) с F=18,94 см2>Fтр=18,81 см2.

**Расчет опорного раскоса**

Расчетное усилие D2=328,4 кН, раскос работает на растяжение. Необходимая площадь поперечного сечения металлического раскоса:

Fтр=D2/mRyγc=328,4/0.85∙22.5∙1.05=16,355

Принимаем сечение раскоса в целях унификации такое же как и в нижнем поясе из двух уголков 75х50х7 (ГОСТ 8510-86) с F=16,74 см2>Fтр=16,355 см2.

**Расчет среднего раскоса**

Расчетное усилие D2=-123,8 кН, расчетная длина *l*=4,503 м. задаёмся гибкостью λ=120<[150], тогда

h=*l*/0.289∙λ=450,3/0.289∙120=12,984 см

Принимаем раскос из пяти досок толщиной 32 мм, шириной 175 мм. Проверяем принятое сечение на устойчивость:

λ =*l*/r=450,3/0.289∙16=97,383

φ=3000/97,3832=0.316

Напряжение:

σ=D2/Fφ=123,8/280∙0.316=1,351 кН/см2<Rc/γc=1.37 кН/см2

**Расчет опорной стойки**

Расчётное усилие сжатия V1=35,79 кН, расчётная длина стойки равна:

*l*ст=μ0*l*=1∙2.233=2.233 м

Задаёмся гибкостью λ=120<[150], при которой высота сечения стойки:

h=*l*ст/0.289∙λ=223.3/0.289∙120=6,439 см

Принимаем стойку из четырёх досок толщиной 32 мм, шириной 175 мм. Проверяем принятое сечение 128х175 мм.

Фактическая гибкость:

λ=223,3/0,289∙12,8=60,368

Так как λ<70, коэффициент φ определяется по формуле:

φ=1–0,8(λ/100)2=1–0,8(60,368/100)2=0,708

Проверяем сечение стойки на устойчивость:

σ=V1/Fφ=35,79/224∙0.708=0.625 кН/см2<Rc/γc=1.37 кН/см2

**Расчет средней стойки**

Расчётное усилие сжатия V2=-71.56 кН, расчётная длина стойки равна:

*l*ст=μ0*l*=1∙2.817=2.817 м

Задаёмся гибкостью λ=120<[150], при которой высота сечения стойки:

h=*l*ст/0.289∙λ=281.7/0.289∙120=8.123 см

Принимаем стойки из трёх досок толщиной 32 мм, шириной 175 мм. Проверяем принятое сечение 96х175 мм.

Фактическая гибкость:

λ =*l*/r=281.7/0.289∙9.6=76.456

φ=3000/76.1562=0.517

Проверяем сечение стойки на устойчивость:

σ=V2/Fφ=71.56/224∙0.517=0.624 кН/см2<Rc/γc=1.37 кН/см2

**Конструирование и расчет узлов фермы**

**Узел А.**

Отдельные полуфермы, поступающие на стройплощадку, соединяются между собой парными деревянными накладками сечением 96х100 мм на болтах d=12 мм. Необходимый эксцентриситет обеспечивается прорезью 160 мм.

Сжимающее усилие в раскосе D2=123,8 кН передается парными накладками из швеллеров №16 на фланцы через швы на торцах швеллеров.

Швы воспринимают усилие на срез:

D2∙sinα3=123,8∙0.5=61,9 кН

И на сжатие:

D2∙cosα3=123,8∙0.866=107,21 кН

Напряжения в швах высотой kf=4 мм и общей длиной в одном швеллере *lw*=6.4∙2+16=28.8 см проверяем по формулам:

 кН/см2

 кН/см2

Суммарное напряжение:

 кН/см2 < Rwy=18 кН/см2

Сжимающее усилие от раскоса на швеллеры передаётся через распорку из швеллера №16, Напряжение изгиба в распорке:

 кН/см2 < Ry·γс=21,5·1,0=21,5 кН/см2

где Wy=13,8 см3 – момент сопротивления.

Проверяем сварные швы, прикрепляющие распорку к швеллерам, длиной:

*lw*=2(6.4∙2+16)=58 см

 кН/см2< Rwy=18 кН/см2

Растягивающее усилие воспринимается двумя болтами d=12 мм.

**Узел Б.**

Расчётные усилия О2=О3=377,12 кН, V2=71,56 кН. Усилия от одного элемента верхнего пояса на другой передаются лобовым упором через площадки смятия с hсм=16,0 см. Глубина пропила для создания эксцентриситета e=8,0 см = 2·e=16,0 см. Стык перекрывается с двух сторон накладками сечением 96х175 мм на болтах d=12 мм.

Усилия от стойки передаются на верхний пояс через дубовую прокладку. Расчётное сопротивление древесины сосны местному смятию поперёк волокон находим по формуле:

 кН/см2

где Rс90 – расчетное сопротивление древесины смятию по всей поверхности поперёк волокон;

см – длина площадки смятия вдоль волокон древесины, равная ширине стойки.

Требуемая площадь смятия:

 см2>Fсм=224 см2

Проектируем подбалку из древесины дуба, с расчётным сопротивлением:

Rсм=mn∙Rсм90=2∙0.283=0.566 кН/см2

где mn – коэффициент для разных пород древесины. Для дуба mn=2.

Тогда:

 см2>Fсм=224 см2

Длину подкладки находим из условия смятия верхнего пояса поперёк волокон:

 см

Принимаем длину подбалки из условия постановки с каждой стороны пары глухарей d=6 мм:

*lб*=4∙10∙d=4∙10∙6=240 мм > 14 мм

Толщину подбалки принимаем hб=100 мм.

**Узел В.**

Отдельные полуфермы, поступающие на стройплощадку, соединяются между собой парными деревянными накладками сечением 96х100 мм на болтах d=12 мм.

Сжимающее усилие в раскосе D3=1,44 кН передаётся парными накладками из швеллеров №16 на фланцы через швы на торцах швеллеров.

Швы воспринимают усилие на срез:

D2∙sinα3=1,44∙0.5=0,72 кН

И на сжатие:

D2∙cosα3=1,44∙0.866=1,247 кН

Напряжения в швах высотой kf=4 мм и общей длиной в одном швеллере *lw*=6.4∙2+16=28.8 см проверяем по формулам:

 кН/см2

 кН/см2

Суммарное напряжение:

 кН/см2 < Rwy=18 кН/см2

Сжимающее усилие от раскоса на швеллеры передаётся через распорку из швеллера №16, Напряжение изгиба в распорке:

 кН/см2 < Ry·γс=21,5·1,0=21,5 кН/см2

где Wy=13,8 см3 – момент сопротивления.

Растягивающее усилие воспринимается двумя болтами d=12 мм.

**Узел Г**

Высоту обвязочного бруса назначаем по предельной гибкости λ=200 при расчётной длине 7,780 м:

 см

Принимаем hоб=160 мм

Ширину обвязочного бруса назначаем равной ширине опорной стойки – 12,8см

Необходимая длина горизонтального опорного листа находится из условия местного смятия обвязочного бруса поперёк волокон при:

 кН/см2

 см

Принимаем *lоп*=620 мм

Толщину опорного листа находим из условия изгиба консольных участков от реактивного давления:

 кН/см2.

Изгибающий момент в консоли шириной 1 см:

 кН∙см

Требуемая толщина листа:

 см

Принимаем: δтр=26 мм

**Узел Д.**

Расчётные усилия: U1=277,61, U2=377,85 кН, D2=123,8 кН, D2=1,44 кН,

V2= –71,56 кН.

Необходимые длины сварных швов (kf=6 мм) для крепления уголков опорных раскосов:

по обушку:

 см

по перу

 см

Для крепления уголков нижнего пояса определяем длины сварных швов:

по обушку:

 см

по перу

 см

Давление на вертикальную диафрагму:

 кН/см2

Изгибающий момент в диафрагме как пластинке, опёртой по трём сторонам, при 17,5/13,5=0,94 и α=0,109:

М1=α1∙q2∙b2=0.109∙0.07∙17.52=2,337 кН∙см

Требуемая толщина вертикальной диафрагмы:

 см

Принимаем δтр=9 мм

Растягивающее усилие от раскоса D3=1,44 кН передаётся через два болта d=16 мм. Несущая способность болта:

из условия изгиба нагеля:

Т*и*=2,5∙d2=2.5∙1.6=6.4 кН/ср

из условия смятия древесины раскоса:

Т*с*=0,5∙с∙d=0.5∙17,5∙1,6=14 кН/ср

Несущая способность двух болтов:

Т=nб∙nср∙Т*и*=2∙2∙6,4=25.6 кН > D2=1,44 кН

Где: nб=2 – количество болтов;

n=2 – количество «срезов» одного болта.

Горизонтальную диафрагму рассчитываем на давление от стойки:

 кН/см2

Рассчитываем участок 1, опёртый по трём сторонам. При соотношении сторон 4,8/17,5=0,27 коэффициент α2=0,037 и M2=0,037·0,426·17,52=4,827 кН·см.

Требуемая толщина листа:

 см

Принимаем δтр=12 мм

Вертикальное ребро, поддерживающее горизонтальную диафрагму, рассчитываем как балку на двух опорах, нагруженную сосредоточенной силой V2. принимаем толщину ребра δтр=12 мм, тогда требуемая высота его:

 см

Принимаем h=90 мм.

**Расчет колонны из клееного бруса.**

Продольные усилия в ригеле:

Х=Хw+Хg=1.29 +1.2=2.49 кН

кН

Сосредоточенная сила с наветренной стороны:

 кН/м

Тоже с заветренной стороны.

 кН/м

Рис. 10. Определение усилий в колонне.

где: g1 и g2– погонная нагрузка

hp– высота фермы = 3.42 м.

Погонную ветровую нагрузку находим по формуле:

 кН/м

где: ω0– нормативное ветровое давление для данного района.

с– аэродинамический коэффициент для наветренной нагрузки с=0.8

для отсоса с= 0.6.

γfb– коэффициент безопасности по нагрузке γfb=1.4.

к–коэффициент учитывающий увеличение ветрового давления по высоте.

B–высота колонны=12–3,42=8.58 м.

 кН/м

 кН/м

От равномерно расположенной ветровой нагрузке на колонну:

 кН

Усилие Хст от стенового ограждения Рст=16.51кН, принимая условно, что оно приложено по середине высоты колонны, можно определить по формуле:

 кН

где: Мст–Момент вызванный воздействием конструкций ограждения.

 кН·м

где: Рст– нагрузка от стенового ограждения.

е– эксцентриситет.

 м

где: δст– толщина стеновой панели.

hк– ширина колонны.

Затем определяем изгибающие моменты, продольные и поперечные силы в месте заделки колонны.

Изгибающие моменты в нижнем сечении колонны:



 кН·м



 кН·м

Поперечные силы в заделке колонны:

кН

кН

Расчетная продольная сила:

Nвр=Рст+Рсв+Рсн=16.51+143,13=159,64 кН

Подбираем сечение клеедощатой колонны:

Усилия сжатия:

Nп=N–Рсн=159,64–84,44=75,20 кН–постоянная нагрузка

Nвр=159,64 кН– временная нагрузка

М=129,749 кН·м. Q=30,832 кН

Принимаем колонну прямоугольного поперечного сечения ширенной b=15 см и высотой h=(35х16)=55 см.

Геометрические характеристики сечения:

Площадь: F=b·h=15·55=825 см2

Момент инерции:

 см4

Момент сопротивления:

 см3

Гибкость в плоскости изгиба:

Коэффициент:



Изгибающий момент:

 кН·см

Прочность поперечного сечения колонны по нормальным напряжениям в плоскости изгиба:

 кН/см2

Гибкость колонны из плоскости изгиба:

Коэффициент кnN определяем по формуле:





где: αр=0–для прямоугольного сечения.

m=2–число точек закрепления растянутой кромки от изгибающего момента *lp*=Н=858 см.

hн–расчетная длинна рассматриваемого участка:

hн=h+2S0=55+2·10.5=76 см, где S0=3·δ=3·3.5=10.5

Коэффициент кnМ определяем по формуле:







где: кф=2.32 т.к эпюра на рассматриваемом участке близка к треугольной форме. Устойчивость проверяем по формуле с учетом коэффициентов кпм, кпн.



где: n=1 т.к растянутая кромка колонны раскреплена в двух точках.

 см3

Клеевой шов проверяем по формуле:

 кН/см2

 см3  см4

Rск=0.15 кН/см2 расчетное сопротивление скалыванию древесины вдоль волокон.

Колонны крепятся к фундаменту с помощью анкерных ботов.

Анкерные болты рассчитываются по максимальному растягивающему усилию.

Напряжения на поверхности фундамента определяются по формуле:

 кН/см2

Напряжения сжатия:

σмax= –0.066–0,299= –0,365 кН/см2

Напряжения растяжения:

σмax= –0.066+0,299= 0,233 кН/см2

Длину участка (X) эпюры сжимающих напряжений вычисляем по формуле:

 см

Расстояние между продольной осью и центром тяжести эпюры сжимающих напряжений:

а=0.5hн–Х/3=0.5·76–29,761/3=28,08 см

Т.к относительный эксцентриситет:

 см

То: е=hн–Х/3–S0=76–23,783/3–10.5=65,205 см

Момент:

 кН·см



Площадь:

F=b·hн=15·76=1140 см2

Усилия в анкерных болтах определяем по формуле:

 кН

Требуемая площадь поперечного сечения (брутто) анкерных болтов определяем по формуле:

 см2

Принимаем по два анкерных болта с каждой стороны с d=16 мм, с F=10.45 см2

 см2>Fтр=2,628 см2

**Список литературы.**

1. В.Д. Ли, ''Проектирование несущих и ограждающих конструкций деревянных каркасных зданий''.
2. В.Д. Ли, ''Деревянные конструкции'' примеры расчета и конструирования. Томск 2009.
3. Ю.В. Слицкоухова, ''Конструкции из дерева и пластмасс''.
4. В.А. Иванов ''Конструкции из дерева и пластмасс''.
5. СНиП II–25–80 ''Деревянные конструкции''.
6. СНиП 02.01.07–85 ''Нагрузки и воздействия''