Санкт-Петербургский Государственный Технический Университет

**Пояснительная записка к курсовому проекту**

**«Каркас одноэтажного деревянного здания»**

Выполнила:

студентка группы 3014/2

Красильникова Т.С.

Проверил:

доц.Ширяев Г.В.

2003 г.

Содержание.

|  |  |
| --- | --- |
| 1. Конструктивная схема здания. | 3 |
| 1.1. Деревянные фермы. | 3 |
| 1.2. Выбор шага рам. | 4 |
| 1.3. Связи. | 4 |
| 2. Конструирование и расчет покрытия здания. | 7 |
| 2.1. Конструкция покрытия. | 7 |
| 2.2. Подбор сечения рабочего настила. | 7 |
| 2.3. Подбор сечения стропильных ног. | 10 |
| 2.4. Подбор сечения прогонов | 11 |
| 2.5. Расчет гвоздевого забоя. | 13 |
| 3. Расчет и конструирование элементов ферм. | 13 |
| 3.1. Определение узловых нагрузок. | 13 |
| 3.2. Определение усилий в стержнях ферм. | 13 |
| 3.3. Подбор сечений элементов ферм. | 14 |
| 4. Расчет и конструирование узлов ферм. | 18 |
| 4.1 Промежуточный узел. | 18 |
| 4.2 Центральный узел. | 19 |
| 4.3 Опорный узел. | 20 |
| 4.4 Стык нижнего пояса. | 23 |
| Список используемой литературы. | 25 |

**1. Конструктивная схема здания.**

Проектируется одноэтажное здание с несущим деревянным каркасом. Основу каркаса составляют последовательно расположенные рамы, образованные двумя колоннами и ригелем. В качестве ригеля используется треугольная деревянная ферма. Колонны жестко закреплены в фундаменте в плоскости рамы и шарнирно в плоскости стены.

Н. П.

hф

Уровень пола

Lф

А

Б

Пространственная жесткость здания обеспечивается связями, объединяющими отдельные рамы.

**1.1. Деревянные фермы.**

Рассмотрим треугольную деревянную ферму.

7

1

2

3

4

Lп

Н. П.

hф

Lф

5

6

В фермах различают следующие элементы:

1 – Нижний пояс.

2 – Верхний пояс.

3 – Раскосы.

4 – Стойки.

Все элементы фермы в данном проекте выполнены из деревянного бруса, за исключением стоек, которые выполняются из стального кругляка.

Высота фермы определяется по пролету:

hф =1/4Lф при Lф<=14 м – 6-ти панельная ферма

hф=1/5Lф при Lф>=14 м - 8-ми панельная ферма

# В данном проекте пролет фермы Lф=15 метров,

# поэтому высота фермы hф=1/5\*15=3 метра

Точки пересечения элементов фермы – узлы. Выделяют несколько характерных узлов:

5 – Опорные.

6 – Коньковый.

7 - Центральный узел нижнего пояса.

Расстояние между соседними узлами нижнего пояса называется длиной панели(lп). В этом проекте рассмотрена равно панельная ферма.

**1.2. Выбор шага рам.**

Шагом рам называется расстояние между двух рядом стоящих рам в плоскости стены. В зданиях такого типа он зависит от нагрузок на покрытие и обычно составляет 3 до 6 метров. Так как проектируемое здание отапливаться не будет (т.е. покрытие будет не утепленное), а снеговая нагрузка будет соответствовать 4-му снеговому району, зададим 12 по 4 м и по крайние по 4 м.

Высота здания, пролет фермы и ветровой район при назначении шага рам не учитываются.

**1.3. Связи.**

Конструктивная схема каркаса одноэтажного деревянного здания с треугольной 6-ти панельной фермой и схема размещения связей представлены на рисунке:

1 – вертикальные связи между фермами. Размещаются так, чтобы ни одна ферма не осталась без вертикальных связей, что приводит к их расстановке через пролет между рамами, а при четном количестве пролетов приходится их устанавливать подряд в двух пролетах (например у одного из торцов здания).

2 – связи в плоскости верхних поясов ферм. Устанавливаются в торцевых пролетах, но если длина здания превосходит 30 м, то они устанавливаются и в центральных пролетах, по возможности с равным шагом.

3 – связи в плоскости нижних поясов ферм. Эти связи расставляются так, чтобы на виде снизу они проецировались на связи в плоскости верхних поясов ферм.

Связи 1, 2 и 3 принято называть ветровыми, так как они придавая пространственную жесткость конструкции, позволяют наряду с прочими элементами каркаса распределять ветровую нагрузку, действующую на торец здания между всеми рамами.

Кроме связей между фермами в каркасе здания выделяют связи между колоннами:

6 – горизонтальные связи между колоннами.

7 – связи в плоскости стены между колоннами. Они устанавливаются в крайних от торцов здания пролетах, а в зданиях, длинна которых превосходит 30 м, и в центральных пролетах.

На рисунке изображены также прогоны (4) и стропильные ноги (5) – это элементы покрытия, не входящие в структуру связей. Прогоны располагаются вдоль всего здания по узлам верхних поясов ферм. Стропильные ноги укладываются поперек прогонов в плоскости верхних поясов ферм с шагом от 0.8 до 1.2 м в зависимости от величины снеговой нагрузки. В этом курсовом проекте шаг стропильных ног принят равным 1 м.

1

2

3

6

4

5

2. Конструирование и расчет покрытия здания.

2.1. Конструкция покрытия.

1 – Прогон.

2 – Стропильные ноги.

3 – Рабочий настил.

4 – Пароизоляция.

5 – Защитный настил.

6 – 3 слоя рубероида.

**2.2. Подбор сечения рабочего настила.**

Рабочий настил рассчитывается на прочность и прогиб, как неразрезная 2-х пролетная балка.

Расчет рабочего настила по первой группе предельных состояний.

Первое сочетание нагрузок: постоянная (собственного веса) + временная (снеговая).

Расчетная схема:

Mmax

p

g

L=2.5 м

L=2.5 м

Таблица 1. Нагрузки собственного веса.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №  п. п. | Наименование | gн, кгс/м2 | γ | g, кгс/м2 |
| 1 | Рабочий настил (t=19 мм) | 9.5 | 1.2 | 11,4 |
| 2 | Защитный настил (t=16 мм) | 8 | 1.2 | 9,6 |
| 3 | Ковер руберойда на битумной мастике | 10 | 1.2 | 12 |
|  | Итого: | 27,5 | 1,2 | 33,6 |

Обозначения в таблице:

gн – нормативная нагрузка собственного веса;

γ - коэффициент надежности по нагрузке собственного веса;

g - расчетная нагрузка собственного веса.

Определим снеговые нагрузки. Снеговой район = 4 ⇒ Pн = 150 кгс/м2

Для определения коэффициента надежности по снеговой нагрузке воспользуемся следующим правилом:

Если gн/pн\*cosα <= 0.8, то γA = 1.6

Если gн/pн\*cosα >= 0.8, то γA = 1.4

В нашем случае: gн / рн=27,5 / 150\*0,93 = 0,2 => γ = 1.6

Далее определяем погонные нагрузки g’ и p’.

g' = g \* b \* cosα \*γA = 33,6 \* 1,6 \* 0,93 \* 1 = 40,93 кгс/м

где b – ширина полосы сбора нагрузки (b = 1 м);

α - угол наклона кровли к горизонту (cosα = 0,93).

p’ = pн \* γ \* b \* (cosα)2 = 150 \* 1.6 \* 1 \* 0.932 = 206,4 кгс/м

σ= Mmax / W <= Rизг \* mв

где σ - напряжение;

M - расчетный изгибающий момент;

W - момент сопротивления рабочего настила;

Rизг - расчетное сопротивление изгибу (Rизг = 130 кгс/см²);

mв - температурно-влажностный режим-коэффициент, учитывающий работу древесины, зависящий от отапливаем ости здания (так как здание не отапливается mв = 0.9).

Мmax = 0.125 \* (g’+ p’) \* L² = 0.125 \* (40,93 + 206,4) \* 1² = 3092 кгс\*cм

W = b \* h² / 6 = 75 \* 1.9² / 6 = 45,125 cм³

σ = 3092 / 45,125 = 68,52 кгс/см² < Rизг \* mв = 130 \* 0.9 = 117 кгс/см2

Второе сочетание нагрузок: постоянная (собственного веса) + монтажная.

Расчетная схема:

Mmax

g

L=2.5 м

L=2.5 м

Q

0.432\*L

σ= Mmax / W <= Rизг \* mв

Мmax = 0.07 \* g’ \* L² + 0.207 \* 2 \* Q \* L

где Q – расчетная монтажная нагрузка.

Q = Qн \* γ = 100 \* 1.2 = 120 кгс

где Qн – нормативная монтажная нагрузка (Qн = 100 кгс);

γ - коэффициент надежности по монтажной нагрузке (γ = 1.2).

Mmax = 0.07 \* 2.52 \* 40,93 + 0.207 \* 2 \* 120 \* 2.5 = 14210 кгс\*см

σ = 14210 / 45,125 = 314.9 кгс/см² > Rизг \* mв = 130 \* 0.9 = 117 кгс/см2

Выбираем следующее значение h = 2.5 см

W = 75 \* 2.5² / 6 = 104.17 cм³

σ = 14210 / 78,125 = 181.89 кгс/см² > Rизг \* mв = 130 \* 0.9 = 117 кгс/см2

Выбираем следующее значение h = 3,2 см

W = 100 \* 3,2² / 6 = 170,7 cм³

σ = 14210 / 170,7 = 83.25 кгс/см² < Rизг \* mв = 130 \* 0.9 = 117 кгс/см2

Вывод: в результате проверки принимаем h = 3.0 см.

Расчет рабочего настила по второй группе предельных состояний.

Сочетание нагрузок: постоянная (собственного веса) + временная (снеговая).

Расчетную схему см. выше.

Проверка заключается в определении прогиба f.

f=5 / 384 \* (g’+ p’) \* l4 / EI <= [ f ] = L / 150 = 242.6 / 150 = 1.62 cм,

где E – модуль нормальной упругости (E = 1 \* 105 кг/см2);

I – момент инерции;

[ f ] – допустимый прогиб.

I = bh³ / 12 = 100 \* 3,2³ / 12 = 273 см4

При расчете по второй группе предельных состояний γ = 1.

g’’= gн \* γ \* b \* cosα = 27.5 \* 1 \* 1\* 0.93 = 25,6 кг/м

p’’ = рн \* γ \* b \* cos²α = 150 \* 1 \* 1 \* 0.932 = 129,74 кг/м

f = 5 / 384 \* (25,6 + 129,74 ) \*10-2 \*108 / (1 \* 105 \* 273) = 0,74 см > 0,67 cм

Выбираем следующее значение h = 4.0 см

I = 100 \* 4³ / 12 = 533.33 см4

f = 5 / 384 \* (25,6 + 129,74 ) \*10-2 \*108 / (1 \* 105 \* 533,33) = 0,37 см < 1.62 cм

Вывод: в результате расчета выбираем h = 4 см.

**2.3. Подбор сечения стропильных ног.**

# Нормы предписывают выполнять расчет стропильных ног как однопролетную балку.

Расчетная схема:

L

Mmax

Расчетный пролет стропильной ноги вычисляется по формуле:

L = a / cosα = 2.5 / 0.93 = 2.69 м

где a – длина панели фермы (a = 2.5 м)

Расчет по первой группе предельных состояний.

g’ = g \* b’ \* cosα + ρ \* b \* h \* cosα \* γ

где γ - коэффициент надежности по нагрузке (γ = 1.1);

ρ - плотность древесины (ρ = 500 кг/м³);

b, h – характеристики сечения (b=12,5 cм; h=15 cм (из сортамента)).

b’ - ширина полосы сбора нагрузки (b’=1 м).

g’ = 31 \* 1 \* 0.93 + 500 \* 0.125 \* 0.15 \* 1.1 = 34,6 кгс/м

p’ = pн \* γ \* cosα \* b’ = 150 \* 1.1 \* 0.93 \* 1 = 142,7 кгс/м

Мmax = (g’ + p’) \* L² / 4 = (34,6 + 142,7) \* 2.69² / 4 = 508.52 кгс\*м

Wтр = Mmax / (Ruзг \* mв) = 50852 / (130 \* 0.9) = 434,6 см³

W = bh² / 6 = 12,5 \* 152 / 6 = 468,75 см³ > Wтр = 434,6 см³

Расчет по второй группе предельных состояний.

f = 5 / 384 \* (g’ + p’) \* L4 / EI <= [ f ] = L / 200 = 269 / 200 = 1.35 см

I = bh3 / 12 = 12.5 \* 153 / 12 = 3515,7 см4

g’ = g \* b’ \* cosα \* γ + ρ \* b \* h \* cosα \* γ \* b’ =

= 27,5 \* 1 \* 0.83 \* 1 + 500 \* 0,125 \* 0.15 \* 0.93 \* 1 \*1 = 34,95 кгс/м

p’= pн \* (cosα)2 \* γ \* b’ = 150 \* 0.8649 \* 1 \* 1 = 129,74 кгс/м

f = 5 / 384 \* (34,74 + 129,74) \* 2,694 \* 10-2\*108 / (1 \* 105 \* 3515,7) = 0.32 см < [ f ] = 1.35 см

Вывод: брус сечением 12,5 х 1.5 см удовлетворяет требованиям.

**2.4. Подбор сечения прогона.**

Расчет сечения прогона производится по двум группам предельных состояний.

Mmax

L = 4 м

h

b'

b

Подбор сечения прогона.

g’ = g \* cosα \* а/cosα + γ ρ b h \* а/cosα \* n / L \* cosα + 2 b’ h \* cosα \* ρ γ,

p’ = pн γ \* (cosα)2 \* a / cosα

где b, h – характеристики сечения стропильных ног (b = 7.5 см, h = 12.5 см);

n – число стропильных ног (n = 5);

a – расстояние между прогонами по горизонтали (a = 2.17 м);

γ = 1.1

2 \* b’ x h = 2 \* 5 x 20 см – сечение прогона.

g’ = 31 \* 2.5 + 1.1 \* 5 \* 0.15 \* 0.125 \* 500 \* 2.5 / 4 +

+ 0.175 \* 0.05 \* 0.93 \* 500 \* 1.2 = 77.5 + 35.2 + 4.2 = 117.6 кгс/м

p’ = 150 \* 1.6 \* 0.932 \* 2.5 = 558 кгс/м

Проверка сечения по первой группе предельных состояний.

σ = Mmax / W <= Rизг \* mв

Мmax = (g’ + p’) \* l² / 12 = (117.6 + 558) \* 4 2 / 12 = 83361 кгс\*см

W = 2 b’ h² / 6 = 2 \* 5 \* 202 / 6 = 687.8 см3

Wтр = Мmax / mв \* Ru  = 83361 / 0.9\*140 = 687.8 см3

Проверка сечения по второй группе предельных состояний.

f < [ f ] = L / 200 = 400 / 400 = 1 см

f = 5 / 384 \* (g’н + p’н) \* L4 / EI

g’н = g’ / γ = 117.6 / 1.1 = 110.87 кгс/м

p’н = p’ / γ = 558 / 1.6 = 348.75 кгс/м

I = 2 b’ h3 / 12 = 2 \* 5 \* 203 / 12 = 6666.7 см4

f = 5 / 384 \* (1.1 + 3.5) \* 4004 / (1 \* 105 \* 6666.7) = 0.46 см < [ f ] = 1 см

Вывод: брус сечением 5 х 20 см удовлетворяет требованиям. Так как крайние пролеты сокращены, то условия прочности и по прогибам выполняются и для них.

2.5. Расчет гвоздевого забоя.

Mоп

0.21L

a

Зададим диаметр гвоздя dгв = 5.5 мм.

Определяем a = 0.21 L – 23 dгв = 0.21 \* 400 – 23 \* 0.55 = 71.35 cм

Определяем Q = Mоп / a = 86666.7 / 71.35 = 1214.7 кгс

Определяем Tгв = Q / 2 = 607.35 кгс

Определяем T1гв = 400 \* d2гв = 121 кгс

Находим количество гвоздей n = Tгв / T1гв = 607.35 / 121 = 5.02 ,

Принимаем n = 6 шт.

**3. Расчет и конструирование элементов ферм.**

**3.1. Определение узловых нагрузок.**

Все вертикальные нагрузки, действующие на ферму, делятся на постоянные и временные. При определении усилий принимается, что все нагрузки приложены к узлам верхнего пояса.

P – узловая нагрузка от действия снега.

G – узловая нагрузка от действия собственного веса.

G = g’1 B + gсв\*d\*B

gсв = (g + pсн) / ( 1000 / (L \* kсв) - 1)=459.6/37.66=12.2

G = 117.6\*4 + 12.2\*2.69\*4=601.6

где d – длина панели, измеряемая вдоль верхнего пояса фермы;

b, h – характеристики сечения прогона.

kсв – коэффициент, зависящий от типа и конструкции фермы (kсв = 5)

P = p’1 B = 4\*558 = 1222 .19 кгс = 2232 кг

где B – длина панели.

G+P = 2232 + 601.6 = 2833.6 кг

**3.2. Определение усилий в стержнях фермы.**

Расчет выполняется на единичных нагрузках, приложенных к половине фермы.

0.5

1

1

0.5

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

14

16

18

20

13

21

15

19

17

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № стержня | Часть фермы | Ед. нагрузка слева | Ед. нагрузка справа | Ед. нагрузка по всей ферме | Усилие при G+P, тс | Снег по лев. Пол. + соб. вес по всей ферме |
| 1 | Верхний пояс | -4,71 | -2,02 | -6,73 | -18,844 | -14,4 |
| 2 | -3,37 | -2,02 | -5,39 | -15,092 | -10,648 |
| 3 | -2,02 | -2,02 | -4,04 | -11,312 | -6,868 |
| 4 | -2,02 | -2,02 | -4,04 | -11,312 | -6,868 |
| 5 | -2,02 | -3,37 | -5,39 | -15,092 | -7,678 |
| 6 | -2,02 | -4,71 | -6,73 | -18,844 | -8,482 |
| 7 | Нижний пояс | 4,37 | 1,87 | 6,24 | 17,472 | 13,358 |
| 8 | 4,37 | 1,87 | 6,24 | 17,472 | 13,358 |
| 9 | 3,12 | 1,87 | 4,99 | 13,972 | 9,858 |
| 10 | 1,87 | 3,12 | 4,99 | 13,972 | 7,108 |
| 11 | 1,87 | 4,37 | 6,24 | 17,472 | 7,858 |
| 12 | 1,87 | 4,37 | 6,24 | 17,472 | 7,858 |
| 14 | Раскосы | -1,35 | 0 | -1,35 | -3,78 | -3,78 |
| 16 | -1,6 | 0 | -1,6 | -4,48 | -4,48 |
| 18 | 0 | -1,6 | -1,6 | -4,48 | -0,96 |
| 20 | 0 | -1,35 | -1,35 | -3,78 | -0,81 |
| 13 | Стойки | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 15 | 1 | 0 | 1 | 2,8 | 2,8 |
| 17 | 0,5 | 0,5 | 1 | 2,8 | 1,7 |
| 19 | 0 | 1 | 1 | 2,8 | 0,6 |
| 21 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

**3.3. Подбор сечений элементов ферм.**

1. Верхний пояс.

Выбираем стержень с наибольшим сжимающим усилием. В данном случае это стержни 1, 6, N = 7.79 тс.

Проверка по условию прочности.

σ = N / Aнт <= Rс \* mв

Rс = 130 кгс/см2; mв = 1; b = 12.5 см

hтр = N / (Rс \* mв \* b) = 18800 / (130 \* 1 \* 12.5) = 11,6 см

Округляем в большую сторону до ближайшего сортаментного значения h = 12,5 см

Проверка по условию устойчивости.

σ = N / (ϕ \* Aбр) <= Rс \* mв

ϕ - коэффициент продольного изгиба

ϕ = 1 - 0.8 (λ / 100)2, при λ < 75

ϕ = 3100 / λ2, при λ >= 75

λ - гибкость стержня

λ = max(λx; λy)

λ­x – гибкость в плоскости фермы.

λ­x = Lpx / ix

Lpx – расстояние между узлами верхнего пояса (Lpx = 2.325 м).

ix – радиус инерции.

ix = 0.289 h = 0.289 \* 12,5 = 3,6 см

λ­x = 235.5 / 3.6 = 64.58

λ­y – гибкость из плоскости фермы.

λ­y=Lpy / iy

Lpy – расстояние между двумя смежными прогонами (Lpy = 2.426 м).

Lpy = Lpx, так как прогоны установлены в узлах верхнего пояса.

iy – радиус инерции.

iy = 0.289 b = 0.289 \* 12.5 = 3.613 см

λ­y = 232.5 / 3.6 = 64.58

λ = 64.58 < 75

ϕ = 3100 / 64.582 = 0.74

N / (ϕ \* b \* h) = 18800 / (0.74 \* 12.5 \* 12.5) = 166.9 кгс/см2 > Rс \* mв = 130 кгс/см2

Принимаем значение h = 15 см

ix = 0.289 h = 0.289 \* 15= 4.35 см

λ­x = 232.5 / 4.35 = 53.45

λ = 53.45 < 75

ϕ = 1 - 0.8 (53.45 / 100)2 = 0.82

N / (ϕ \* b \* h) = 18800 / (0.82 \* 12.5 \* 15) = 122.3 кгс/см2 < Rс \* mв = 130 кгс/см2

Выбираем брус сечением b = 12.5 см; h = 15 см

1. Нижний пояс.

Выбираем стержень с наибольшим растягивающим усилием. В данном случае это стержни 7, 8, N = 17.5 тс.

σ = N / Aнт <= Rp \* mв

Rp = 100 кгс/см2; mв=1

Aнт треб = N / (Rp \* mв) = 17500/ (100 \* 1) = 175 см2

Ап=1.25 \* Aнт = 1.25 \* 175 = 218.75 см²

Из конструктивных соображений выбираем брус сечением b = 12.5 см; h = 17.5 см

1. Раскосы

Выбираем раскосы 14 и 16 с усилиями N1 = 3.75 тс и N2 = 4.48 тс.

Rс = 130 кгс/см2; mв=1; b1 = b2 = 12.5 см

L1 = 2.69 м, L2 = 3.2 м (из чертежа).

Aтр = N / (Rс \* mв)

Рассчитываем раскос 14:

Aтр1 = 3750 / (130 \* 1) = 28.8 см2

hтр1 = Aтр1 / b1 = 28.8 / 12.5 = 2.3 см

Округляем до ближайшего сортаментного : h1 = 2.5 см

Проверяем выбранное сечение:

σ = N / (A \* ϕ) <= Rс \* mв

ix1 = 0.289 h1 = 0.289 \* 2.5 = 0.72 cм

λ­x1 = L1 / ix1 = 269/ 0.72 = 373.61

iy1 = 0.289 b1 = 0.289 \* 12.5 = 3.613 cм

λ­y1 = L1 / iy1 = 269 / 3.613 = 74.5

λ1 = 373.61

Так как максимальная гибкость раскосов не должна превышать λ = 150, принимаем значение h1 = 10 см.

ix1 = 0.289 \* 10 = 2.89 cм

λ­x1 = 269 / 2. 89 = 93.2

λ1 = 93.1 > 75

ϕ1 = 3100 / λ12 = 3100 / 93.12 = 0.35

N1 / (b1 \* h1 \* ϕ1) = 3750 / (12.5 \* 10 \* 0.35) = 85.7 кгс/см2 < Rс \* mв = 130 кгс/см2

Выбираем брус сечением b = 12.5 см; h = 10 см

Рассчитываем раскос 16:

Aтр2 = 4480 / (130 \* 1) = 34.4 см2

hтр2 = Aтр2 / b2 = 34.4 / 12.5 = 2,76 см

Округляем до ближайшего сортаментного : h2 = 7.5 см

Проверяем выбранное сечение:

ix2 = 0.289 \* 7.5 = 2.17 cм

λ­x2 = 320/ 2.17 = 151.4

iy2 = 0.289 \* 12.5 = 3.613 cм

λ­y2 = 320 / 3.613 = 88.57

λ2 = 151.4

Так как максимальная гибкость раскосов не должна превышать λ = 150, принимаем значение h2 = 10 см.

ix2 = 0.289 \* 10 = 2.89 cм

λ­x2 = 320/ 2.89 = 110.7

λ2 = 100.7 > 75

ϕ1 = 3100 / λ12 = 3100 / 110.72 = 0.25

N2 / (b2 \* h2 \* ϕ2) = 2480 / (12.5 \* 10 \* 0.25) = 79.36 кгс/см2 < Rс \* mв = 130 кгс/см2

Выбираем брус сечением b=12.5 см; h=10 см

4) Стойки.

Выбираем стойку 15 с наибольшим усилием N= 2.8 тс.

σ = N / Aтр <= Rр ст \* γс

Rр ст = 2300 кг/м²; γс = 1

Aтр = N / (Rр ст \* γс) = 2800 / (2300 \* 1) = 1.22 см²

Aполн = Aтр / 0.75 = 1.22 / 0.75 = 1.63 см2

Aполн = π \* d2 / 4 => dполн = 1.3 см

Выбираем стержень d=14 мм

**4. Расчет и конструирование узлов ферм.**

**4.1 Промежуточные узлы фермы. Узел на колодке**

Проверка по площади опирания:

Nр \* cosα /B\*hвр < Rcм а

Rcм а = Rcм / (1 + (Rcм / Rcм 90\*sin3α - 1)) = 140/(1+(140/24 – 1)\*0,7) = 140/4,4 = 31,8

Nр \* cosα /B\*hвр = 4480\*0,93/12,5\*3,13 = 106,5

Проверка не обеспечивается => делаем проверку на скалывание

|(Nлев-Nпр. )|/B\* lскал = Rcк.ср. \*mв

|Nлев-Nпр. | = 4,37 - 1,87 = 2.5

lскал = 10hвруб = 31.3 см

Rск.ср. = Rск /(1 + ( lскал /e))

Где: e – эксцентриситет сил скалывания

е= lн.т. / 2 = 17,5/2 = 8,75 см

= 0,25

Rск.ср. = 24/(1+0,25\*31.3/8.75) = 12,7кг/см2

|(Nлев-Nпр. )|/B\* lскал= 2500/12,5\*31,3 = 6,4 кг/см2 <12,7кг/см2

**4.2 Центральный узел нижнего пояса**

N/B\*hвр<Rск\*mв

N = P/4\* lф\*hф =1500/4\*1500\*300 = 1/1200 = 0,0008 кг

N/B\*hвр<Rск\*mв = 0,0008/3,13\*12,5 = 0,00002 < 12,7 кг/ см2

Rск = 12,7 кг/ см2

Выполняем конструктивно

Проверка по скалыванию

|(Nлев-Nпр. )|/B\* lскал < Rcк.ср. \*mв

Раскос 16

1600/12,5\*31,3 = 4,1 < 10,7 кг/ см2

lскал < 10hвр = 10\*3,13 = 31,3 см

Аскал < 10hвр \* B = 12,5\*31,3 = 387,5 см2

N/ Аскал <Rск.ср. = 1600/387,5 = 4,12 кг/ см2 < 10,71 кг/ см2

Раскос 18

1600/12,5\*31,3 = 4,1 < 10,7 кг/ см2

lскал < 10hвр = 10\*3,13 = 31,3 см

Аскал < 10hвр \* B = 12,5\*31,3 = 387,5 см2

N/ Аскал <Rск.ср. = 1600/387,5 = 4,12 кг/ см2 < 10,71 кг/ см

Проверка колодки по плоскости опирания раскоса в колодку

N/B\*hрас < Rсм  \*mв

Rcм а = Rcм / (1 + (Rcм / Rcм 90- 1) \*sin3α ) = 140/(1+(140/24 – 1)\*0,7) = 140/4,4 = 31, 8

N/B\*hрас = 1600/10\*12,5 = 12,8 < 31,8

Стык нижнего пояса с использованием вставки для фермы 15 м.

Нагельное поле

1. d – диаметр нагеля

dнаг = h/9,5 = 1,4 см = 14 мм.

2. N – усилие, возникающее в нагельном поле

N = \* d2 = 250 \* 1,96 = 490 кг

3. а – ширина накладки

a = 6\* dнаг= 6\*1,4 = 8,4 см

4. n – количество нагелей

n = N/2\* Nнаг = 17500/2\*490 = 17,86 = 18

Центральная стойка

n = 500/2\*490 = 0,52 = 2

Подгаечный брус

Mmax = 250\*(12,5 + 8,4) / 4 = 8337,5 кгс

Возмем брус размером: b=7,5 см, h=7,5 см

W = 7,5 \* 7,52 /6 = 70,31 см3

Mmax/W < Rи \*mв  = 140 кг/см2

Mmax/W = 8337.5/166.67 = 118,56 кг/см2

##### **4.3. Опорный узел.**

Выбираем опорный узел на натяжных хомутах.

Опорный узел образован колонной, верхним поясом и нижним поясом. Усилия в опорном узле передаются в следующем порядке: сжимающее усилие верхнего пояса передается на вкладыш; на вкладыше вертикальная составляющая этого усилия передается через подбалку и подферменный брус на колонну; горизонтальная составляющая усилия передается на швеллер, затем на левые уголки и через 4 тяжа на правые уголки, с уголков на накладки, а затем через нагельное поле усилие передается на нижний пояс.

1. Расчет тяжей.

σ=Nн п / 4 Aт тр <= Rр ст \* γc

Rр ст = 2100 тс/см2; γc = 1; Nн п = 13.34 тс

Aт тр= Nн.п / 4Ry γc = 13340 / (2100 \* 1 \* 4) = 1.6 см²

Абр = Ат тр / 0.7 = 1.6 / 0.7 = 2.3 см2 => d = 2.5 см²

Округляем до ближайшего сортаментного значения dт = 2.5 см

1. Расчет болтов (нагелей), прикрепляющих накладки к нижнему поясу.

Диаметр болта (нагеля) принимаем из конструктивных соображений

Dб = hн п / 9.5 = 17.5 / 9.5 = 1.3 см ⇒ d = 1.84 см

Количество болтов (нагелей)

Тб = 250 \* d2 = 250 \* 1.52 = 562.5 кгс

nб = Nн п / (nср \* Тб) = 13340 / (562.5 \* 2) = 11.8 шт ⇒ nб = 12 шт

1. Расчет опорного вкладыша.

hоп в п

bн п

α

σ = Nв п / Aв п <= Rαсм \* mв

Rαсм = Rсм / [1 + (Rсм / R90см - 1)] \* (sinα)3

Rсм = 130 кгс/см2; R90см = 30 кгс/см2; mв = 1; Nв п = 10.65 тс

Rαсм = 130 / [1 + (130 / 30 - 1) \* 0,7] = 100.14 кгс/см2

σ = 10650 / 12.5\*15 = 56.89 кгс/см2 <= 100.14 \* 1 = 100.14 кгс/см2

Опорный вкладыш удовлетворяет необходимым условиям.

1. Расчет накладок.

σсм = Nн п / (2 Aнк) <= Rсм \* mв

Rсм = 130 кгс/см2

Aнк >= Nн п / (2 Rсм \* mв) = 13340 / (2 \* 130) = 51.3 см2

Высоту накладок принимаем из конструктивных соображений равной высоте нижнего пояса

hнк = 12.5 см

bнк = Aнк / hнк = 51.3 / 12.5 = 4.1 см ⇒ bнк = 5 см

1. Расчет швеллера

2Nт

2Nт

Mmax

Nт

Nт

Nт

Nт

Mmax = Nт (a + b / 2)

где a – толщина накладки;

b – толщина нижнего пояса фермы.

Nт = Nн п / 4 = 13340 / 4 = 3335

Mmax = 3335 \* (5 + 6.25) = 37518 кгс\*см

σ = Мmax / W <= Rр ст \* γc

Wу тр = Мmax / (Rр ст \* γc) = 37518 / (2100 \* 1) = 14.86 см3

Из конструктивных соображений выбираем швеллер №20 с Wy = 153 см3, что удовлетворяет условию Wy >= Wу тр

1. Расчет уголков.

Nт

Nт

Mmax

Мmax = Nн п / 8 \* (c + h / 2) = 13340 /8 \* (20 + 12.5 / 2) = 63523.31 кгс\*см

где c – удвоенное расстояние между кромкой накладки и осью тяжа;

h – высота накладки

σ = Мmax / Wx <= Rр ст \* γc

Rр ст =2300 кгс/см2

Wx тр = Мmax / (Ry \* γc) = 6352.31 / (2100 \* 1) = 10.89 cм3

Выбираем неравнополочный уголок №9/5.6 толщиной 6 мм с Wx = 11.67 см3, что удовлетворяет условию Wx >= Wx тр.

1. Подбор сечения подферменного бруса.

Nверт = (G+P) \* n / 2 = 2833 \* 6 / 2 = 8499 кгс

где n - количество панелей.

σ = Nверт / (bп бр \* b) < R90см \* mв

bп бр = Nверт / (b \* R90см \* mв) = 8499 / (30 \* 12.5 \* 1) = 21.3 cм

Выбираем подферменный брус сечением b = 22 см; h = 10 см.

**4.4. Стык нижнего пояса.**

1. Строительный подъем

fстр = Lф / 200 = 1500 / 200 =7.5 см

2) Расчет болтов (нагелей), прикрепляющих накладки к нижнему поясу.

Диаметр болта (нагеля) принимаем из конструктивных соображений

Dб = hн п / 9.5 = 17.5 / 9.5 = 1.84 см ⇒ d = 2 см

Количество болтов (нагелей)

Тб = 250 \* d2 = 250 \* 22 = 1000 кгс

nб = Nн п / (nср \* Тб) = 13340/ (1000 \* 2) = 6.67 шт ⇒ nб = 8 шт

3) Расчет накладок.

σ = Nн п / (2 Aнк) <= Rр \* mв

Rр = 100 кгс/см2

Aнк >= Nн п / (2 Rр \* mв) = 13340 / (2 \* 100 \* 1) = 66.7 см2

Высоту накладок принимаем из конструктивных соображений равной высоте нижнего пояса

hнк = 12.5 см

bнк = Aнк / hнк = 66.7 / 12.5 = 5.3 см ⇒ bнк = 7.5 см

Выбираем накладки сечением b = 7.5 см h = 12.5 см.

**Список используемой литературы:**

1. ”Конспект лекций по деревянным конструкциям” Ширяев Г. В. - 2003 г.

2. Карлсен “Деревянные и пластмассовые конструкции”.

3. Кауфман “Деревянные конструкции”.