Нижегородский государственный

Архитектурно-строительный университет

Кафедра металлических конструкций

Курсовая работа.

«Стальная рабочая площадка промздания»

Выполнила: студентка гр. 124 Киселева И.В.

Проверила: Сафронова М.А.

Н.Новгород-2009г.

Содержание:

Стр.

1. Выбор схемы балочной клетки 3

1.1. Расчетные характеристики материала и коэффициенты 3

1.2. Компоновка 3

1.3. Проверка прочности настила 6

1.4. Проверка жесткости настила 7

1.5. Расчет крепления настила к балкам 7

2. Расчет прокатной балки 8

2.1. Расчетные характеристики материала и коэффициенты 8

2.2. Геометрические характеристики двутавра 8

2.3. Статический расчет 8

2.4. Проверка прочности 9

2.5. Проверка жесткости 9

3. Статический расчет и подбор сечения составной сварной балки 10

3.1. Расчетные характеристики материала и коэффициенты 10

3.2. Статический расчет 10

3.3. Компоновка и предварительный подбор сечения составной балки 11

3.4. Проверка принятого сечения 12

4. Изменение сечения сварной балки по длине 14

4.1. Компоновка сечения 14

4.2. Определяем место изменения сечения 14

4.3. Проверка прочности измененного сечения 15

5. Проверка жесткости балки 17

6. Проверка общей устойчивости балки 18

6. Расстановка ребер жесткости и проверка местной устойчивости элементов балки 19

6.1. Проверка устойчивости сжатого пояса 19

6.2. Проверка устойчивости стенки 19

7. Расчет поясных швов составной балки 22

8. Расчет опорной части балки 23

8.1. Расчетные характеристики материала и коэффициенты 23

8.2. Определяем размеры опорного ребра 23

8.3. Проверка принятого сечения 23

8.4. Рассчитываем сварные швы, необходимые для крепления ребра к стенке 24

9. Расчет укрупнительного стыка балки 25

9.1. Расчетные характеристики материала и коэффициенты 25

9.2. Конструктивное решение 25

9.3. Расчетная длина косого шва 25

9.4. Расчет стыка стенки 26

10. Подбор сечения колонны 27

10.1. Расчетные характеристики материала и коэффициенты 27

10.2. Определение расчетной длины колонны 27

10.3. Определение продольной силы 27

10.4. Подбор сечения стержня колонны 27

10.5. Расчет планок 29

11. Расчет оголовка центрально-сжатой колонны 31

11.1. Определение толщины траверсы оголовка 31

11.2. Определение высоты траверсы 31

11.3. Проверка прочности траверсы 31

12. Расчет центрально-сжатых колонн 33

12.1. Определение требуемой площади опорной плиты 33

12.2. Определение размеров опорной плиты в плане 33

12.3. Определение толщины опорной плиты 33

12.4. Определение размеров траверс 34

12.5. Проверка прочности траверс 35

12.6. Определение требуемой высоты катета угловых швов 35

12.7. Назначение анкерных болтов 35

12.8. Определение площади верхнего обреза фундамента 35

ЛИТЕРАТУРА 36

1. ВЫБОР СХЕМЫ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

Задание:

Требуется выполнить компоновку балочной клетки рабочей площадки располагаемой в отапливаемом здании I уровня ответственности при следующих данных:

* шаг колонн в продольном направлении – 11,0 м;
* шаг колонн в поперечном направлении – 6,0 м;
* габариты рабочей площадки в плане – 22×18 м ;
* временная (полезная) нормативная равномерно распределенная нагрузка на площадке – 16 кН/м2 (вся нагрузка длительная);

- материал настила, балок настила и вспомогательных балок – малоуглеродистая сталь обычной прочности.

При заданных пролете и шаге главных балок находим оптимальную схему расположения балок настила и вспомогательных балок. Решение этой задачи производим методом вариантного проектирования.

* 1. ***Расчетные характеристики материала и коэффициенты***

Настил относится к 3-й группе конструкций (табл. 50\* [1]), поэтому сталь обычной прочности может быть С235 по ГОСТ 27772-88. Для этой стали расчетное сопротивление растяжению, сжатию, изгибу равно *Ry* =230 МПа при толщине листов от 2 до 20 мм, временное сопротивление стали разрыву *Run* =360 МПа (табл. 51\* [1]).

Балки настила и вспомогательные балки прокатного профиля относятся ко 2-й группе конструкций, принимаем сталь С245 по ГОСТ 27772-88. Для этой стали *Ry* =240 МПа при толщинах листов от 2 до 20 мм, *Run* =370 МПа (табл. 51\* [1]).

Модуль упругости стали Е = 2,06⋅105 МПа. Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) ν=0,3 (табл. 63 [1]).

Для сооружений I уровня ответственности коэффициент надежности по ответственности γn = 1 (прил. 7\* [ 2 ]).

Коэффициент условий работы настила и прокатных балок γс = 1,0 (табл. 6\* [1]).

Коэффициенты надежности по нагрузке для постоянной нагрузки γfg = 1,05 (табл. 1 [2]), для временной нагрузки γfv = 1,20 (п.3.7 [2]).

Предельные относительные прогибы для настила и балок принимаются в зависимости от величины пролета по табл.19 [2]. При *l* ≤ 1 м – *fu* = *l*/120, при *l =* 3 м – *fu* = *l*/150, при *l* = 6 м – *fu* = *l*/200

* 1. ***Компоновка***

Принимаем нормальный тип балочной клетки. Определяем возможное отношение пролета настила к его толщине, предварительно вычислив.



и задавшись *n0 =lsh / fsh* = 120, при величине временной нагрузки для расчета настила по второму предельному состоянию

ν*n = γn* v*0* = 1⋅0,0016 = 0,0016 кН/см2 ,



Для величины временной нагрузки v*0* = 16 кН/м рекомендуемая толщина настила 8-10 мм. Принимая толщину настила 10 мм, получим предельный пролет настила



Поскольку пролет настила равен расстоянию между краями полок балок настила, то предельный шаг балок, при предварительно принятой ширине полки *bf,fb = 13* см*,*  равен

*afb,u = lsh + bf,fb* = 189,2 + 13 = 202,2 см

Принимаем шаг балок настила из условия кратности пролету главной балки и возможности выполнения монтажного стыка главной балки в середине пролета. Принимаем число шагов 7, при этом 5 шагов по 160 см и 2 по 150 см. Расчетный шаг балок настила *afb =* 160 см < 202,2 см

Подбор сечения балки настила.

Погонная (линейная) нагрузка для расчета на прочность определяется по формуле

где *gfb* – вес 1 м.п. балки настила, принимаем *gfb* = 0,35 кН/м.

Линейная нагрузка для расчета на жесткость равна:



Балка настила является однопролетной, статически определимой с равномерно распределенной нагрузкой. Максимальный расчетный изгибающий момент в середине пролета балки определяется по формуле



Требуемый момент сопротивления

****

где *с1* – коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций, предварительно принимаем с1 = 1,1.

Требуемый момент инерции сечения балок из условия обеспечения жесткости находим по формуле



По сортаменту (ГОСТ 26020-83) подбираем двутавр с параллельными гранями полок №35Б1, для которого *I* = 10060 см4, *W* = 581,7 см3, g = 38,9 кг/м

Вариант компоновочной схемы несущих элементов балочной площадки приведен на рис. 1.1.



Рис.1.1. Вариант балочной клетки

Балочная клетка нормального типа.

***1.3. Проверка прочности настила***

Поскольку отношение большей стороны листа настила к меньшей равно 6,0/1,6 = 3.75, что больше 2, то в этом случае настил рассчитывается как длинная пластина, работающая в условиях цилиндрического изгиба только вдоль короткой стороны (рис.2.1).

Полное напряжение в пластине равно

σ*х* = σ*ох* + σ*их*,

где σ*ох* – осевые напряжения вдоль оси *х*;

σ*их* - изгибные напряжения вдоль оси *х*.

Условие прочности по упругой стадии работы стали запишем по [5] в виде

,

где *kp –* коэффициент пластины,

;

*k0* и *ki* - коэффициенты, определяемые в зависимости от *kp* по табл. 8.3 [5]



*qn* - нормативная равномерно распределенная нагрузка

*γf* - коэффициент надежности по нагрузке;

*lmin* – наименьшая сторона пластины;

*tsh* – толщина настила.



44654654654

Рис.2.1. К расчету настила

#### Определяем коэффициент *kp* , при величине нагрузки

*qn* = *γn(gsh +vn) =* 1\*(0,628 + 16) = 16,628 кН/м2 = 0,0016628 кН/см2



значению которого соответствуют в табл. 8.3 [5] величины коэффициентов *k0* = 0,0421 и

*ki* = 0,3888

Тогда



Условие прочности выполняется.

***1.4. Проверка жесткости настила***

Максимальный прогиб в середине пластины определяем по [5] в виде

*fmax = kd tsh,*

где  *kd* – коэффициент, принимаемый по табл.8.3 [5] в зависимости от величины  *kp*

###### При kp =40.49 kd = 0.836 и fmax = 0.836 ⋅ 1 = 0.836 см

###### Предельный прогиб настила по [ 2 ] равен *fu* = lsh/129 = 160/129 = 1,24см

Требование второго предельного состояния для настила выполняется

###### *fmax =* 0.836 см *<* *fu* = 1,24см

* 1. ***Расчет крепления настила к балкам***

Для крепления настила к балкам принимаем полуавтоматическую сварку. Для стали С235 рекомендуется сварочная проволока Св-08А (табл. 55\* ринимаем Св-08А, для которой расчетное сопротивление металла швов (по табл.56 [1]) равно *Rwf* = 180 МПа = 18 кН/см2, расчетное сопротивление металла границы сплавления для стали С235 при *Run* = 360 МПа равно

*Rwz* = 0,45*Run* = 0,45⋅360 = 162 МПа

Для полуавтоматической сварки βz=0,7; βz = 1,0 (табл. 34\* [1]).

Проверяем выполняется ли условие п. 11.2\* [ 1 ] правильности выбора сварочного материала

*Rwz≤ Rwf* *≤ Rwz*βz/βz

162< 180< 162⋅1,0/0,7 = 231

Материал принят правильно, расчет можно выполнять только по металлу шва.

Цепное усилие в настиле определяем по приближенной формуле



Расчетная высота углового шва, прикрепляющего настил к балке, по металлу сварного шва равна

,

где *lw* – расчетная длина углового шва, *lw* = 1,0 см

Минимальный катет шва, в соответствии с табл. 38\* [1], при толщине свариваемых элементов – 10мм (настил) и 8,5мм (полка двутавра 35Б1) будет 5мм. Принимаем сварной шов для крепления настила к балкам высотой по катету *kf* = 5мм.

### *2. Расчет прокатной балки.*

Выполнить проверку балки настила варианта балочной клетки, принятого в качестве основного в примере 1.

Исходные данные (по результатам компоновки основного варианта)

- настил – лист толщиной 10 мм;

* балка настила – двутавр №35Б1 по ГОСТ 26020-83;
* пролет балок настила *lfb* = 6,0 м;

**-** шаг балок настила*аfb* = 160 см;

- материал балок сталь обычной прочности.

***2.1.Расчетные характеристики материала и коэффициенты***

Балки настила прокатного профиля относятся к второй группе конструкций, принимаем сталь С345-3 по ГОСТ 27772-88. Для этой стали Ry=335 Mпа при толщине проката от 2 до 10 мм. Run=490Mпа. Модуль упругости=2,06\*105Мпа. Для сооружений I уровня ответственности коэффициент надежности по ответственности γn = 1 (прил. 7\* [2]).

Коэффициент условий работы настила и прокатных балок γс = 1,0 (табл. 6\* [1]).

Коэффициенты надежности по нагрузке для постоянной нагрузки γfg = 1,05 (табл. 1 [2]), для временной нагрузки γfv = 1,20 (п.3.7 [2]).

Предельные относительные прогибы для балок принимаются в зависимости от величины пролета по табл.19 [2]. При *l* = 6 м – *fu* = *l*/200=3 см.

***2.2. Геометрические характеристики двутавра №35Б1***

Геометрические характеристики принимаем по сортаменту горячекатаных двутавров по ГОСТ 26020-83:

* высота сечения *h* = 346 мм,
* толщина стенки *tw* = 6,2 мм,
* ширина полки *bf*= 155 мм,
* толщина полки *tf*= 8,5 мм,
* площадь сечения *А* = 49,53 см2*,*
* момент инерции *I* = 10060см4,
* момент сопротивления *W* = 581,7 см3.

Масса профиля g = 38,9 кг/м

Площадь полки *Af = tf bf =* 0,85⋅15,5 = 13,175 см2.

Площадь стенки *Aw = A – 2Af* = 49,53 - 2⋅13,175 = 23,18см2

* 1. ***Статический расчет***

###### Уточняем нагрузку на балку

Погонная (линейная) нагрузка для расчета на прочность

где *gfb* – вес 1 м.п. балки настила, *gfb*=0,389 кН/м.

Линейная нагрузка для расчета на жесткость равна:



Определяем расчетные усилия

Максимальный расчетный изгибающий момент в середине пролета балки



Максимальная поперечная сила на опоре



***2.4. Проверка прочности***

Касательные напряжения в опорном сечении балки проверяем по формуле



где *Rs = 0,58Ry* = 0,58⋅240 = 139,2 МПа

Поскольку τ = 4,79 МПа < 0,5Rs = 0,5⋅139,2 = 69,6 МПа, то *с1 = с* в формуле проверки нормальных напряжений. Коэффициент *с* принимаем по табл. 66 [1], а зависимости от отношения *Af/Aw* = 13,175/23,18 = 0,57, при котором с = 1,113.

Выполняем проверку нормальных напряжений



Требование прочности выполняется

***2.5. Проверка жесткости***

Определяем прогиб балки в середине пролета



Требование второго предельного состояния выполняется, так как

*f* =2,2 см < *fu* = 3,0 см

**3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ И ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СОСТАВНОЙ СВАРНОЙ БАЛКИ.**

Подобрать сечение составной сварной балки, являющейся главной балкой рабочей площадки, компоновка которой выполнена в предыдущем пункте.

Исходные данные:

(а) по заданию на проектирование

* пролет главной балки *lm b* = 11,0 м;
* шаг главных балок *am b* = 6,0 м;
* строительная высота перекрытия, м – не ограничена;
* материал – углеродистая сталь обычной прочности;
* временная равномерно распределенная нагрузка на площадку *vn* = 16 кН/м2 (вся временная нагрузка длительнодействующая).

(б) по результатам выполнения предшествующих разделов

* количество балок настила, опирающихся на главную балку 7 (5 шагов по 1,6 м и 2 шага по 1,5 м);
* шаг второстепенных балок *af b*= 1,6 м;
* второстепенные балки из двутавров 35Б1 (по ГОСТ 26020-83), ширина полки

*bf,f b*= 155 мм;

* реакция второстепенной балки *Qf b* = 97,35 кН;
* постоянные нагрузки: от массы настила g*sh,n*= 0,785 кН/м2, от второстепенных балок

*gf b,n*= 0,389 кН/м2.

***3.1. Расчетные характеристики материала и коэффициенты***.

Сварные балки перекрытия относятся к 1-й группе конструкций (табл. 50\* [1] ). Сталь обычной прочности, соответствующую этой группе, принимаем С255 по ГОСТ 27772-88. Расчетное сопротивление стали принимаем для листов толщиной до20 мм (предполагаемая толщина поясов балки) *Ry* = 240МПа, *Run* = 370 МПа (табл. 51\* [1]), *E* = 2,06⋅105 МПа, ν = 0.3 (табл. 63 [1]). Для сооружений I уровня ответственности (прил.7\* [2]) коэффициент надежности по ответственности равен γ*n* = 1.

Коэффициент условий работы при расчете на прочность γ*c*=1,0, при расчете на устойчивость γ*c*=0,95 (табл. 6 [1]).

Коэффициенты надежности по нагрузке γ*fg* =1,05 (п.2.2 [2]), γ*fv*=1,20 (п.3.7 [2]).

Предельный относительный прогиб главной балки *fmb,u* = *lmb*/250, (п.2, табл. 19 [2]).

* 1. ***Статический расчет***

Расчетную схему главной балки принимаем в виде разрезной шарнирно-опертой однопролетной балки. Поскольку число сосредоточенных грузов от давления балок настила более 5, то нагрузку принимаем в виде равномерно распределенной.

Погонная (линейная) нагрузка для расчета на прочность определяется по формуле 

где *gmb* – вес 1 м.п. главной балки, принимаем *gmb*=2,5 кН/м.

Линейная нагрузка для расчета на жесткость равна:





Рис. 2.1. Расчетная схема балки

Максимальный расчетный изгибающий момент в середине пролета балки



Максимальная поперечная сила на опоре

.

Изгибающий момент в середине пролета балки от нагрузки для расчета на жесткость



* 1. ***Компоновка и предварительный подбор сечения составной балки***

Принимаем гибкость стенки *λw*=110мм, в соответствии с рекомендациями [3]. Минимальная толщина стенки равна *tw,min*= 8 мм.

Определяем минимальную высоту сечения сварной балки при предельном относительном прогибе



Находим минимальную толщину стенки из условия предельного прогиба

.

Толщина стенки из условия прочности на срез равна



где *Rs*=0,58*Ry*=0,58⋅240=139,2 МПа.

Определяем наименьшую толщину стенки из условия смятия, поскольку принимаем этажное сопряжение балок в балочной клетке. В каждом узле опираются две балки настила, поэтому *F*=2*Qf* b = 2 ⋅97,35=194,7 кН. Толщиной полки главной балки задаемся *tf* =2 см.



Находим толщину стенки, соответствующую балке оптимальной высоты.





Предварительно принимаем tf=2tw,рек=16 мм

hmin=48,13 см < hопт=114,2 см

hw =hопт-2tf=82,2 см, принимаем hw=85 см

Определяем толщину стенки



Сравниваем все полученные значения толщины стенки:

tw,рек = 0,8 см; tw,,s, срез = 0,7 см; tw,прод.р = 0,53 см

Принимаем толщину стенки 18 мм

## Принимаем размеры стенки с учетом стандартных размеров

hw х tw = 850x18 мм.

Определяем размеры поясных листов. Требуемая площадь поясов (принимая h=hw) равна:



Требования, предъявляемые к размерам поясных листов и диапазон определяемых величин следующие:

180 мм < bf < 600 мм

bf =(1/3…1/5)h = 170…283 мм;

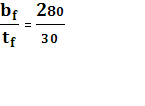
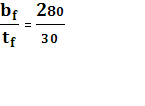
bf == 42,09 см



bf,min = 280 мм;



= 9,33 <29,3 см



Принимаем размеры поясных листов bf x tf =280x30 мм, которые удовлетворяют всем вышеуказанным требованиям. Подобранное сечение показано на рисунке.

* 1. ***Проверка принятого сечения на прочность***

Для крепления балок настила к главным принимаем болты диаметром 16 мм (каждая балка крепится двумя болтами). Верхний пояс оказывается ослабленным отверстиями диаметром 19 мм, в каждом сечении два отверстия. Расстояние от центра тяжести сечения до оси, проходящей через середину высоты балки

**

где Af1=bf1tf1 - n d0tf1= 28⋅3,0– 2⋅1,9⋅3,0= 72,6 см2 - площадь сечения верхнего пояса;

Af2=bf1 tf1=28⋅3,0=84 см2 - площадь сечения нижнего пояса;

A= Af1+Af2+Aw=72,6 +84+85⋅1,8 =309,6 см2 - площадь сечения балки;

*а*1 = *a*2 = 85/2 + 3,0 / 2 =44 см



Рис.4.Сечение сварной балки. (рисунок исправить)

Момент инерции равен



где *a*1= 44+ 1,62= 45,62см – расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести верхнего пояса;

*a*2= 44 – 1,62 = 42,38 см – расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести нижнего пояса;

Минимальный момент сопротивления нетто (с учетом ослабления сечения)

**

где y=45,71+1,8=47,51 см – расстояние от центра тяжести сечения до наиболее удаленного волокна.

Статический момент полусечения



Проверка прочности:

а) по нормальным напряжениям

б) по касательным напряжениям



в) по напряжениям смятия в стенке



Прочность балки обеспечена*.*

### Изменение сечения сварной балки по длине.

* lm b = 11,0 м;
* qmb, = 125.22 кН/м;

- сечение главной балки: bf =28см, tf = 3,0 см, hw=85 см, tw = 1,8см;

* шаг балок настила *a*fb = 160 см (крайние шаги по 150 см);
* поперечная сила на опоре Qmax = 688.71 кН;

Изменение сечения главной балки осуществляем за счет изменения ширины поясных листов. Стыки листов выполняем прямым швом с визуальным контролем качества.

4.1. Компоновка сечения

# Находим требуемую минимальную ширину пояса

b1f = bf /2 = 280/2 = 140 мм, b1f = 140 мм,

b1f = h/10 = 111 мм.

Учитывая, что верхний пояс ослаблен отверстиями, ширину сечения принимаем больше, чем требуется. Принимаем сечение пояса   
 b1f x tf=150х30 мм. Сечение стенки не изменяется hw=85 см, tw = 1,8 см.

* 1. Определение места изменения сечения

Определяем геометрические характеристики измененного сечения с учетом возможного ослабления верхнего пояса двумя отверстиями d0=19мм.

Расстояние от центра тяжести сечения до оси, проходящей через середину высоты балки, равно



где Af1=bf1 tf1 – n d0 tf1= 15⋅3,0 – 2⋅1,9⋅3,0 = 33,6 см2- площадь сечения верхнего пояса;

Af2=bf1 tf1 = 15⋅3,0 = 45 см2- площадь сечения нижнего пояса;

A= Af1+ Af2+ Aw= 33,6 + 45 + 85⋅1,8 = 231,6 см2- площадь сечения балки.

Момент инерции измененного сечения балки равен



где *a1*= 44 + 2,17 = 46,17 см – расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести верхнего пояса;

*a2*= 44 – 2,17 = 41,38 см – расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести нижнего пояса;

Минимальный момент сопротивления нетто (с учетом ослабления сечения)



где *y* = 46,17 + 1,5 = 47.67 см – расстояние от центра тяжести сечения до наиболее удаленного волокна.

Статический момент полусечения



Предельный изгибающий момент, воспринимаемый измененным сечением, определяем по формуле

M1r = W1x Rwyγc = 5066,44⋅19.55⋅1,0 = 99048.902 кН⋅см = 990.49 кН⋅м

где Rwy =0,85 Ry = 0,85 ⋅230 = 195.5 МПа

Находим место изменения сечения при равномерно распределенной нагрузке по формуле



x1=1.7 м, x2 = 9.3 м.

Принимаем место изменения сечения на расстоянии от опор 2,0 м

* 1. Проверка прочности измененного сечения

а) по нормальным напряжениям:

изгибающий момент в месте измененного сечения (*х* = 2,0 м)



б) по касательным напряжениям:

* в месте изменения сечения





* на опоре



в) по приведенным напряжениям:

балки настила опираются на расстоянии 1,2 и 2,6 м от опор, а расстояние до места изменения сечений 2,0 м, то есть в месте изменения сечения σloc=0.

На уровне поясных швов нормальные напряжения равны



y =*a*1 – tf /2 = 56,62 – 3,0/2 = 55,12 см

Приведенные напряжения



Проверки показали, что прочность измененного сечения обеспечена.



Рис.5. Изменение сечения сварной балки по длине

### Проверка жёсткости балки.

Находим прогиб главной балки переменного сечения, предварительно определив:

* прогиб главной балки постоянного сечения



* коэффициент α

,

fmb=f0mb α = 3,92⋅1,089 = 4,27 см.

Предельный прогиб:

fmb,u = lm b / 225= 1500/225 = 6,67 см.

# Сравниваем фактический прогиб с предельным

fmb = 4,27 см.< fmb,u = 6,67см.

Подобранное сечение балки удовлетворяет требованиям второй группы предельных состояний – жесткости.

### Проверка общей устойчивости балки.

Исходные данные:

* размеры поясов балки bf=340 мм, tf = 30 мм;
* расстояние между осями поясных листов – h = 1110мм.

Нагрузка на главную балку передается через балки настила, установленные с шагом *a*fb =1,4 м и закрепляющие главную балку в горизонтальном направлении. Проверяем условие п. 5.16,б[ 1 ] в середине пролета

Принимаем bf/tf=15.

Находим наибольшее значение (lef/bf)u, при котором не требуется расчета на устойчивость, принимая lef = *a*fb = 1,4 м



Поскольку (lef/bf)= 140/34 = 4,12< (lef/bf)u = 17,82, то устойчивость балки обеспечена и расчет на общую устойчивость выполнять не требуется.

7.Расстановка ребер жесткости и проверка местной устойчивости элементов балки.

7.1.Проверка устойчивости сжатого пояса.

Отношение ширины свеса пояса к его толщине при ** равно:



Предельное отношение ширины пояса к толщине по табл.30 [1] равно:







Устойчивость пояса обеспечена.

7.2.Проверка устойчивости стенки

Проверяем необходимость постановки ребер жесткости.

Условную гибкость стенки найдем по формуле:



где ** - расчетная высота стенки.



Поскольку , то постановка ребер жесткости необязательна (п.7.10 [1]). Для обеспечения устойчивости стенки расставим ребра жесткости.

Максимальное расстояние между поперечными ребрами жесткости при этом равно .

Расстояние между поперечными ребрами жесткости принимаем кратно шагу балок настила(аfb=140см) равное 280 см.

Принимаем парные ребра жесткости, минимальные ширина и толщина которых согласно п.7.10 [1] соответственно равны:









Принимаем размеры двухсторонних ребер жесткости . Проверяем необходимость выполнения проверки стенки на устойчивость по п.7.3 [1], учитывая, что в крайних отсеках имеется местная нагрузка от давления балок настила.

Проверяем крайние отсеки стенки балки. Ширина отсека , расчетная высота стенки .

Так как длина отсека превосходит его расчетную высоту, то при вычислении средних значений М и Q в отсеке принимаем расчетный участок, равный по длине расчетной высоте отсека.



Рис.6. К расчету устойчивости стенки составной балки.

Последовательно определяем:

* изгибающий момент в сечении на границе расчетного участка отсека в точках 1 и 2:





* среднее значение момента на расчетном участке отсека



* поперечную силу в сечениях 1 и 2





* среднюю поперечную силу в пределах расчетного участка отсека:



Определяем компоненты напряженного состояния по п.7.2 [1] в стенке для уменьшенного сечения:







Определяем критические значения компонентов напряженного состояния.



где ** - коэффициент, принимаемый для сварных балок по табл.21 [1] в зависимости от значения коэффициента **.



где ** - коэффициент, принимаемый по табл.22 [1].



Тогда при  получим:





где ** - отношение большей стороны пластины к меньшей



 - условная приведенная гибкость, определяемая по формуле:



где ** - меньшая из сторон пластины.





Проверку устойчивости стенки выполняем по формуле:





С1 принимаем по табл.23[1]:при 0,5а/hef=0,5·330/105=1,57 и δ=4,05 С1=43,95



=3,98



кН/см2



Принятая расстановка ребер жесткости обеспечивает устойчивость стенки.

8.Расчет поясных швов составной балки.

Для поясного соединения принимаем двусторонние угловые швы поскольку не выполняются требования» предъявляемые к балке для случая применения односторонних швов, в частности, сжатый пояс не раскреплен сплошным настилом и не во всех местах приложения к поясу сосредоточенных нагрузок (опирание балок настила) установлены ребра жесткости (п.13.26 [1]). Расчет выполняем для наиболее нагруженного участка шва у опоры под балкой настила.

Определяем расчетные усилия на единицу длины шва:

* погонное сдвигающее усилие:





* давление от сосредоточенного груза 





Поясные угловые швы выполняются автоматической сваркой в положении «в лодочку» сварочной проволокой Св-08А (табл.55 [1]).

Для автоматической сварки ;  (табл.34\* [1]).

По табл.38 [1] находим, что при толщине более толстого элемента (пояса) из свариваемых 30 мм . Принимаем поясной шов высотой  и проверяем его на прочность согласно п.11.16 [1] по формулам:









Отсюда следует, что необходимая прочность соединения обеспечивается минимально допустимой толщиной шва.