Министерство образования Российской Федерации

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования

КУБАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра строительных конструкций

и гидротехнических сооружений

**"Расчет и проектирование стальных конструкций балочной клетки"**

Краснодар 2008

# Содержание

## 1. Выбор схемы балочной клетки

## 2. Расчет балок настила и сравнение вариантов

## 3. Расчет и конструирование главной балки

3.1 Расчетная схема. Расчетные нагрузки и усилия

3.2 Расчетная схема и усилие в главной балке

3.3 Подбор сечения главной балки

3.4 Изменение сечения главной балки

3.5 Проверка общей устойчивости балки

3.6 Проверка местной устойчивости сжатого пояса и стенки

3.7 Расчет поясных швов главной балки

3.8 Конструирование и расчет опорной части балки

3.9 Конструирование и расчет укрупнительного стыка балки

## 4. Расчет и конструирование колоны

4.1 Подбор сечения сплошной колоны балочной площадки

4.2 Конструирование и расчет оголовки колоны

4.3 Конструирование и расчет базы колоны

## Список литературы

**1. Выбор схемы балочной клетки**


#### Рисунок 1. Этажное сопряжения балки

**2.1 Компоновка балочной клетки**

В зависимости от заданной нагрузки =кН/м2 и относительного прогиба [*f/l*] = 1/ *n*0 = 1/150 определяем наибольшее отношение пролета настила к его толщине *lн/tн*:

где *n*0 = *lн*/*f* = 150 – норма прогиба;

#####  кН/м2,

где *ν* = 0,3 – коэффициент Пуассона.

Задаемся расстоянием между балками настила *lн* = 1000 м, тогда толщина настила будет: мм.

Окончательно принимаем *tн* = мм, поскольку пролет настила меньше шага балок настила на ширину полки балки.

Рисунок 2 – Схема балочной клетки (нормальный вариант)

Схема расстановки балок настила показана на рисунке 2, а сопряжение балок – на рисунке 1а или 1б.

###### Второй вариант. Усложненный тип балочной клетки


#### Рисунок 3 – Схема балочной клетки (усложненный вариант)

Принимаем шаг вспомогательных балок, а значит и пролет балок настила *aвб* = *lбн* = 2,8 м. Задаемся расстоянием между балками настила *lн* = 1000 м, тогда толщина настила, определяемая по формуле (2.1) будет:

#####  мм

Окончательно принимаем *tн* = 11 мм, поскольку пролет настила меньше шага балок настила на ширину полки балки.

Схема компоновки второго варианта показана на рисунке 3. Схема сопряжения балок может быть принята по рисунку 1в.

**2.2 Расчет вспомогательных балок и балок настила**

После компоновки вариантов выполняется расчет балок по каждому из вариантов в такой последовательности:

– определение нормативных нагрузок;

– определение расчетных нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке: для временной нагрузки *γf, p* = 1,2; для собственного веса стальных конструкций *γf, g* = 1,05.

– расчет балок настила и вспомогательных на прочность и проверка их прогибов по формулам:

; .

Предельный относительный прогиб для балок настила и вспомогательных принимается .

**Расчет швов прикрепления настила**

Сварка ручная электродная Э42

Определяем силу растягивающую кровлю:

 = кн/см2

Для стали С245 и электродов Э42 Rwf=20 кн/см2

Для ручной сварки βf=0,7 и βz=1,0 требуемый катит шва составляет;

Учитывая что Rwz=0,45\*36,5=16,4 кн/см2 и βz=1,0, проверку можно не делать так как βf Rwf< βzRwz, окончательно принимаем для полки двутавра № tf = мм Kf= мм.

# 2. Расчет балок настила и сравнение вариантов

###### Таблица 1 – Расчет балок настила и сравнение вариантов

|  |  |
| --- | --- |
| Расчетные величины и формулы | Результаты расчета |
| Вариант 1 | Вариант 2 |
| Балка настила | Вспомогательная балка |
| Толщина настила, см | 1,1 | 1,1 |
| Нормативная нагрузка от веса настила *gn*, кН/м2 | 1·1·0,011·78,5 = 0,86 | 1·1·0,011·78,5 = 0,86 |
| , кН/м | 1,02 (0,86+) 1 = | 1,02 (0,86+) 1 = | 1,02 (0,86+) = |
| , кН·м | 1,02 (0,86·1,05+ ·1,2) 1= | 1,02 (0,86·1,05+ ·1,2) 1= | 1,02 (0,86·1,05+ ·1,2) = |
| , кН·м |  |  |  |
| , см3 |  |  |  |
| Сечение | I № | I № | I № |
| *Wx*, см3 |  |  |  |
| *Ix*, см4 |  |  |  |
| Масса 1 п.м, кг/м |  |  |  |
|  |  |  |  |

# 3. Расчет и конструирование главной балки

## 3.1 Расчетная схема. Расчетные нагрузки и усилия

Нагрузку на главную балку при передаче ее через 5 и более балок настила можно считать равномерно распределенной. Расчетная схема и эпюры усилий даны на рисунке 4. Постоянная нагрузка (вес настила, балок настила и вспомогательных балок) найдена при сравнении вариантов. Собственный вес главной балки может приниматься приближенно в размере 2–3% от нагрузки на нее. Грузовая площадь заштрихована на рисунке 5.

Рисунок 4 – Расчетная схема и усилия в главной балке

Рисунок 5 – К определению нагрузки на главную балку

## 4.2 Расчетная схема и усилие в главной балке

Высоту главной балки *hгб* целесообразно назначать близкой к оптимальной и кратной 100 мм при соблюдении условия (см. рис. 1). Минимальная высота определяется из условия обеспечения предельного прогиба при полном использовании расчетного сопротивления материала по формуле

. (3.1)

Оптимальная высота определяется по формуле

При этом гибкость стенки

Погонная нагрузка с учетом собственного веса (2%) и веса настила кН/м2

кН/м;

кН/м;

Расчетные усилия

кН·м;

кН·м.

Требуемый момент сопротивления

см3.

Расчетное сопротивление стали С245 при толщине поясных листов до 20 мм составляет кН/см2.

При этажном сопряжении балок настила (рисунок 1, а)

 см.

Минимальная высота (по жесткости)

см.

Задаемся гибкостью стенки . Тогда

см.

Принимаем h= м, что больше *hmin*, меньше *hmax* и близко к *hopt*.

При расчете с учетом пластических диформаций, задаемся *с1=1,1*

 см3

 см


## 3.3 Подбор сечения главной балки

Находим толщину стенки пологая, что tf=2 cм, hw=h‑2 tf= -2·2= см

а) .

 см = мм;

= 1,21 см = 12 мм.

Принимаем мм.

Находим требуемую площадь поясов :

см4;

 см4;

 см4;

 см2;

см.

Принимаем пояса из листа 550×20 мм. При этом см2.

; ;

.

Таким образом, рекомендации выполнены. Принятое сечение балки показано имеет характеристики.


#### Рисунок 7 – Принятое сечение балки

Геометрические характеристики сечения:

см4,

см3.

Проверка прочности:

МПа

Недонапряжение составляет:

Проверки прогиба балки не требуется, так как принятая высота м больше, чем м.


## 3.4 Изменение сечения главной балки

Принимаем место изменения сечения на расстоянии 2,3 м от опор, т.е. приблизительно 1/6*l*, как показано на рисунке 8.


#### Рисунок 8 – Изменение сечения по длине

Находим расчетные усилия:

кН·м;

кН.

Подбираем сечение, исходя из прочности стыкового шва нижнего пояса. Требуемый момент сопротивления равен:

см3.

Для выполнения стыка принята полуавтоматическая сварка без физического контроля качества шва.

см4;

см4;

см2.

см.

Принимаем поясной лист 300×20 мм.

Геометрические характеристики измененного сечения:

см;

см4;

см3;

см3 – статический момент пояса (3.7)

см3. – статический момент половины сечения

Проверка прочности по максимальным растягивающим напряжениям в точке А по стыковому шву (рис. 9).

Рисунок 9 – К расчету балки в месте изменения сечения

 кН/см2 < кН/см2

Наличие местных напряжений, действующих на стенку балки, требует проверки на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений в уровне поясного шва и под балкой настила по уменьшенному сечению вблизи места изменения ширины пояса. Так как под ближайшей балкой настила будет стоять ребро жесткости, которое воспринимает давление балок настила, передачи локального давления в этом месте на стенку не будет, .

Поэтому приведенные напряжения проверяем в месте изменения сечения на грани стенки (точка Б), где они будут наибольшими:

кН/см2;

кН/см2;

кН/см2 < кН/см2.=27.6 кН/см2

Проверка прочности опорного сечения на срез (по максимальным касательным напряжениям в точке В):

кН/см2 < кН/см2

Проверка прочности стенки на местное давление балок настила по формуле:

 кН/см2 < кН/см2,

Где кН, кН/м м;

см

b = 14,5 см – ширина полки балки настила I №36 из сортамента;

см – толщина полки главной балки;

см – толщина стенки главной балки.

Таким образом, прочность принятого уменьшенного сечения главной балки обеспечена.

## 3.5 Проверить общую устойчивость балки

Устойчивость балок проверять не требуется, если выполняются следующие условия:

– нагрузка передается через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, в частности, железобетонные плиты или стальной лист;

– при отношении расчетной длины балки (расстояние между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений) к ширине сжатого пояса «b» не более

 (3.7)

Коэффициент принимается равным 0,3 при учете пластических деформаций. При отсутствии пластических деформаций . тогда;

> .

Следовательно, устойчивость балки можно не проверять.

## 3.6 Проверка местной устойчивости сжатого пояса и стенки

Устойчивость сжатого пояса при отсутствии пластических деформаций обеспечивается выполнением условия:

, где

.

В рассмотренном примере устойчивость обеспечена.

Расставим ребра жесткости и проверим местную устойчивость стенки.

Рисунок 10 – Расстановка ребер жесткости. Расчетные усилия для проверки устойчивости стенки

Ребра жесткости принимаем односторонние шириной

 мм

и толщиной

 мм.

В отсеке №1 стенка работает в упругой стадии и проверка устойчивости выполняется по формуле

Расчетные усилия принимаем приближенно по сечению м, м, , под балками настила.

кН·м;

кН;

 кН/см2; кН/см2; (по 3.6)

кН/см2;

;

Предельное значение находим критические напряжения и

 кН/см2;

 кН/см22250

 кН/см2

Проверяем устойчивость стенки отсека №1 по формуле (3.14):

Устойчивость стенки обеспечена.

В отсеке №2 расположено место изменения сечения, поэтому эпюра σх имеет скачок. Средние напряжения в пределах наиболее напряженного участка отсека (расчётного) длиной мм можно найти, разделив площадь эпюры σxна длину участка. Однако в настоящем примере приближённо примем средние напряжения для проверки устойчивости по сечению *x=*3,5 м, учитывая, что уменьшенное сечение находится близко к краю отсека и мало влияет на устойчивость стенки.

кН⋅м;

кН;

кН/см2;

кН/см2;

 кН/см2;

;

Находим критические напряжения

кН/см2;

кН/см2;

кН/см2.

Проверяем устойчивость стенки отсека №2:

Устойчивость стенки обеспечена.

Проверяем устойчивость стенки отсека №3

кН⋅м;

кН;

кН/см2;

кН/см2;

 кН/см2;

;

Находим критические напряжения

кН/см2;

кН/см2;

кН/см2.

Проверяем устойчивость стенки отсека №3:

Устойчивость стенки обеспечена.

Проверяем устойчивость стенки отсека №4

кН⋅м;

кН;

кН/см2;

кН/см2;

 кН/см2;

;

Находим критические напряжения

кН/см2;

кН/см2;

кН/см2.

Проверяем устойчивость стенки отсека №4:

Устойчивость стенки обеспечена.

## 3.7 Расчет поясных швов главной балки

Поясные швы примем двусторонними, так как . Расчет выполняем для наиболее нагруженного участка шва у опоры под балкой настила. Расчетные усилия на единицу длины шва составляют

кН/см;

кН/см.

1 – сечение по металлу шва;

2 – сечение по металлу границы сплавления

Рисунок 11 – К расчету поясных швов

Сварка автоматическая, выполняется в положении «в лодочку» сварочной проволокой Св‑08Га. Для этих условий и стали С245 находим

кН/см2;

 кН/см2;

.

Принимаем минимальный катет шва мм. (см. табл. 6 прил. Б)

Проверяем прочность шва:

кН/см2 < кН/см2;

по металлу границы сплавления

 кН/см2 < кН/см2;

Таким образом, минимально допустимый катет шва достаточен по прочности.

## 3.8 Конструирование и расчет опорной части балки


#### Рисунок 13 – Вариант опорной части балки

Ребро крепится к стенке полуавтоматической сваркой в углекислом газе сварочной проволокой Св‑08Г2С. Размер выступающей части опорного ребра принимаем 20 мм. Из условия смятия находим

см2;

Ширину опорного ребра принимаем равной ширине пояса уменьшенного сечения балки: . Тогда:

 см.

Принимаем ребро из листа 300×14 мм.

Площадь см2 > см2.

Проверяем устойчивость опорной части

см;

 см4; (моментом инерции участка стенки шириной пренебрегаем ввиду малости)

 см2;


##### По таблице 16 прил. Б находим путем интерполяции

 кН/см2<Ry=24 кН/см2.


##### Проверяем местную устойчивость опорного ребра

 см;

Подбираем размер катета угловых швов по формуле:

откуда

 см = 7 мм, где

 кН/см2; кН/см2;

Проверку по металлу границы сплавления делать не нужно, так как . Принимаем мм.


## 3.9 Конструирование и расчет укрупнительного стыка балки


#### Рисунок 14 – Схема монтажного стыка на высокопрочных болтах

Принимаем болты диаметром 20 мм из стали 40Х «Селект», отверстия диаметром 23 мм. Тогда кН/см2, *Abn* = 2,45 см2. Способ подготовки поверхности – газопламенный без консервации, способ регулирования натяжения – по углу поворота гайки. Для этих условий коэффициент трения μ = 0,42, регулятор натяжения γ*h* =1,02. Тогда расчетное усилие на один болт

*Qbh== 0,7⋅110⋅2,45⋅0,42/1,02 = 77,7 кН.*

Стык поясов перекрываем накладками из стали С245 сечением 550×12 с наружной и 2×260×12 с внутренней стороны поясов. При этом суммарная площадь сечения накладок см2, что несколько больше площади сечения поясов.

Усилие в поясах кН.


##### Требуемое количество болтов в стыке поясов

Принимаем 18 болтов. Ставим их, как показано на рис. 14, в соответствии с требованиями

Стык стенки перекрываем парными накладками из листа *t* =10 мм. Болты ставим в двух вертикальных рядах с каждой стороны стыка на расстоянии в ряду *a*=100 мм (максимально допустимое расстояние мм. Число болтов в ряду 16 шт. мм. Момент, приходящийся на стенку, равен

 кН⋅м;

Проверяем прочность болтового соединения на сдвиг

кН.


# 4. Расчет и конструирование колонны

## 4.1 Подбор сечения сплошной колоны балочной площадки

В соответствии с заданием принимаем сплошное сечение колонны. Принимаем шарнирное закрепление концов колонны (коэффициент μ=1). Материал – сталь класса С235, лист *t* = 4÷20 мм. *Ry*= 23 кН/см2.

Геометрическая длина колонны равна отметке верха настила (из задания) за вычетом толщины настила *tн,* высоты балки настила и главной балки *hг.б.*, с учетом выступающей части опорного ребра 2 см, заглубления колонны ниже отметки чистого пола на 0,6 м. с учетом μ=1 составляет м.

Усилие в колонне кН.


#### Рисунок 17 – К определению расчетной длины колонны

Определяем ориентировочную требуемую площадь сечения по формуле (4.1) при γс = 1

 см2

Проектируя колонну с гибкостью, равной примерно λ=60, найдём наименьшие размеры *h* и *bf*

см

 см

Поскольку ширину колонны *bf* не рекомендуется принимать больше высоты *h*, а толщину стенки принимают обычно мм и толщину поясов , то компонуем сечение колонны с см.

Принимаем:

пояса – 2 листа 420×15 мм, площадью 2Af=2×42×1,5=126,0 см2

стенка – 1 лист 460×10 мм, площадью Aw=4,6×1.0=46.0см2, рис. 18

Площадь сечения колонны см2.


#### Рисунок 18 – Сечение сплошной колонны

Находим геометрические характеристики принятого сечения:

 см4;

 см;

 см.

Гибкость колонны в обоих направлениях будет соответственно равна:

По большей из гибкостей находим коэффициент продольного изгиба (табл. П.Б.16) и проверяем устойчивость стержня колонны

 кН/см2<*Ry*=23 кН/см2.

Недонапряжение составляет

 < 5%

Местная устойчивость стенки стержня колонны обеспечена. Таким образом, подобранное сечение удовлетворяет требованиям общей и местной устойчивости и может быть выполнено с помощью автоматической сварки.

Поперечные ребра не требуются т.к. .


## 4.2 Конструкция и расчет оголовка колонны

Принимаем плиту оголовка толщиной *tпл*= 25 мм и размерами 530x420 мм. Давление главных балок передается колонне через ребро, приваренное к стенке колонны четырьмя угловыми швами Д. Сварка полуавтоматическая, в углекислом газе, проволокой Св‑08Г2С, кН/см2, кН/см2, *βf=*0,7 *βz*=1,0.

Принимаем ширину ребер 200 мм, что обеспечивает необходимую длину участка смятия мм. Толщину ребер находим из условия смятия

см=25 мм.


#### Рисунок 21 – Оголовок колонны

Принимаем tp = 25 мм. Длину ребра lр находим из расчета на срез швов Д его прикрепления. Примем kf =10 мм. Тогда

см.

Принимаем *lp*=51 см. При этом условие см выполнено. Шов Е принимаем таким же, как и шов Д. Проверяем стенку на срез вдоль ребра

 кН/см2>*Rs*=13,3 кН/см2.

Необходимо устройство вставки верхней части стенки. Принимаем ее толщину *tвст*=25 мм, а длину мм.

 кН/см2<*Rs*=13,3 кН/см2.

Торец колонны фрезеруем после ее сварки, поэтому швы Г можно не рассчитывать По табл. 6 прил. Б принимаем конструктивно минимально допустимый катет шва *kf =* 7мм. Стенку колонны у конца ребра укрепляем поперечными ребрами, сечение которых принимаем 100x8 мм.

## 4.3 Конструкция и расчет базы колонны

Определяем требуемую площадь плиты из условия смятия бетона

,

где . Значение коэффициента γ зависит от отношения площадей фундамента и плиты. (принимать *γ* =1,2.) Для бетона класса В15 *Rпр* = 0,7 кН/см2. – расчетное сопротивление бетона на смятие *Rсм.б*=γ⋅*Rпр=*1,2 ⋅ 0,7=0,84 кН/см2

 см2.


#### Рисунок 22 – База колонны

Принимаем плиту размером 650×560 мм. Тогда см2

 кН/см2<*Rсм.б*



Рисунок 24 – Схема участка плиты 2 Рисунок 25 – Схема участка плиты 3

Находим изгибающие моменты на единицу длины *d* = 1 см на разных участках плиты.

***Участок 1***рассчитываем как балочную плиту, так как отношение сторон b/a=460/203 = 2,26 > 2

кН⋅см/см.

***Участок 2***(консольный) рис 24:

кН⋅см/см.

***Участок 3***работает так же, как консольный, так как отношение сторон 420/80=5,25>2. Свес консоли на 20 мм больше, чем на участке 2 для размещения анкерных болтов.

 кН⋅см/см

Толщину плиты подбираем по наибольшему моменту M1, M2, M3 из условия

.

Момент сопротивления полоски плиты шириной d=1 см равен

, откуда, учитывая, что дли стали C235 при мм

 кН/см2, см = 32 мм.

Принимаем tпл = 35 мм.

Прикрепление траверсы к колонне выполняем полуавтоматической сваркой в углекислом газе сварочной проволокой Св‑08Г2С. Соответствующие характеристики:

 кН/см2, кН/см2, *βf*=0,7, *βz*=1,0.

Расчет выполняем по металлу шва, так как (3,2<4,08) Учитывая условие находим требуемую величину катета шва *kf* из условия

см = 9,2 мм.

Принимаем *kf* = 10 мм. При этом требуемая длина шва составит мм., поэтому высоту траверс принимаем 600 мм.

Крепление траверсы Кf=8 мм принимаем конструктивно, так как применен фрезеровочный торец колоны.

# Список рекомендуемой литературы.

1. Металлические конструкции /Под ред. Ю.И. Кудишин. Академия 2006. – 680 с.

2. Узлы балочных площадок: Метод. указ. / Моск. инж.-строит. ин-т им. В.В. Куйбышева. – М.: ШСИ, 1980. – Ч. 1.