# Содержание

1. Разработка вариантов балочной клетки…………………………….….…….1

1.1. Вариант 1. Балочная клетка нормального типа…………………....……1

1.2. Вариант 2. Балочная клетка усложненного типа……………….…...…..5

1.3. Вариант 1. Балочная клетка нормального типа. Расчет балки настила…7

1.4. Вариант 2. Балочная клетка усложненного типа. Расчет балки настила.9

1.5. Сравнение вариантов балочной клетки……………………………..…….12

2. Проектирование составной сварной главной балки………………….…….13

2.1.1.Подбор сечения главной балки…………………………………………...13

2.1.2. Проверка прочности главной балки……………………………….…….16

2.1.3. Повторная проверка прочности главной балки…………………..…….17

2.1.4. Проверка прогиба главной балки………………………………………..18

2.1.5. Определение типа сопряжения вспомогательной и главной балок….18

2.1.6. Проверка общей устойчивости главной балки……………….………...19

2.1.7. Изменение сечения балки………………………………………………..19

2.1.8. Расчет поясных сварных швов ……………………………….………..21

2.1.9. Проверка устойчивости сжатой полки балки……………..…………….21

2.1.10. Проверка устойчивости стенки ……………………….……………..21

2.1.11. Расчет опорного ребра жесткости главной балки…..…………………23

2.1.12. Расчет болтового соединения в месте примыкания вспомогательной балки к главной……………………………………………………………24

3. Проектирование колонны сплошного сечения……………..………………26

3.1. Расчетная длина колонны и сбор нагрузки…………….…………………26

3.2. Подбор сечения колонны………………………………….…………….26

3.3. Проверка устойчивости полки и стенки колонны………….…………….27

3.4. Расчет базы колонны…………………………………….…………………30

3.5. Расчет оголовка колонны……………………………….………………….34

Список литературы……………………………………………..……………….35

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНОЙ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ

Исходные данные:

-временная нагрузка - 18 кН/м2

-толщина настила площадки нормального типа - 10 мм

-толщина настила площадки усложненного типа - 6 мм

- пролет главной балки - 18,50 м

-шаг главных балок (пролет вспомогательной балки) - 6,50 м

-габарит помещения под перекрытием - 6,80 м

-отметка верха настила (ОВН) - 8,50 м

-тип сечения колонны - сплошная

-сталь настила и прокатных балок - С235

-сталь главной балки и колонны - С245

1. Разработка вариантов стальной балочной клетки

1.1. Вариант 1. Балочная клетка нормального типа

# Расчет настила

Таблица 1.1 – Сбор нагрузки на 1 м2 настила

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 |  | Расчетная нагрузка, кН/м2 |
| 1 | Временная нагрузка - Р | 18 | 1,2 | 21,6 |
| 2 | Собственный вес настила  где удельный вес стали – | 0,77 | 1,05 | 0,81 |
|  | Итого q=g+P | qn=18,77 |  | q=22,41 |

Средняя величина коэффициента надежности по нагрузке:



Принимаем расчетную схему настила:



Сварные швы крепления настила к балкам не дают возможности его опорам сближаться при изгибе. Поэтому в настиле возникают растягивающие цепные усилия Н. Защемление настила сварными швами на опорах в запас не учитывают, считая опоры шарнирно-неподвижными. Изгиб настила происходит по цилиндрической поверхности. Цилиндрический модуль упругости стали определяется по формуле:

МПа.



В расчете определяется наибольший пролет полосы настила единичной ширины при заданной толщине листа tH и предельном прогибе :



(1)



В нашем примере после подстановки величин qn и tH в формулу (1) получаем:

(2)



В целях экономии стали пролет LH следует принимать как можно ближе к LMAX, так, чтобы длина главной балки была кратна пролету LH. Так как величина n0 зависит от пролета настила LH, задачу решаем попытками, принимая пролет настила в интервале от 0,5 до 2,5 м. Принимаем L=1,85 м. В этом случае пролет LH укладывается десять раз по длине главной балки:

По прил. табл. 1 интерполяцией находим предельный прогиб для пролета



LH =1,85 м:



Далее, по формуле (2) вычисляется наибольший пролет:

.



Так как принятый пролет настила превышает предельный (LH=1,85 м > LMAX=1,376 м), увеличиваем число пролетов настила на один и получаем:

м



м



Так как LH=1,682 м > LMAX=1,428 м, то увеличиваем число пролетов до 12

м



м



Так как LH=1,542 м > LMAX=1,472 м, то увеличиваем число пролетов до 13

м



м



Так как LH=1,423 м < LMAX=1,511 м, на этом расчет заканчивается.

В целях упрощения крепления балки настила к главной у ее опоры, смещаем на половину шага в пролет первую и последнюю балки настила. Тогда разбивка главной балки на панели будет иметь вид:

.



*Проверка прогиба настила.*

Вначале вычисляется балочный прогиб, то есть прогиб от поперечной нагрузки в середине полосы шириной b=1 м, имеющей цилиндрическую жесткость , без учета растягивающей силы H:



м



Прогиб настила с учетом растягивающей силы H определяется по формуле



Коэффициент находится из решения кубического уравнения



Для решения примем , тогда



, где



,



Прогиб настила:

м



Относительный прогиб:



Предельный прогиб:



Так как <, то проверка прогиба удовлетворяется.



*Проверка прочности настила.*

Изгибающий момент с учетом приварки настила на опорах:

кНм



Растягивающая сила

кН



Проверка прочности полосы настила шириной b=1 м:

кН



Здесь площадь сечения настила

м2,



момент сопротивления настила:

м3



=112,794 МПа < МПа.



*Расчет сварного шва крепления настила к балке.*

1. Расчет по металлу шва:

* коэффициент глубины провара шва



* коэффициент условия работы шва



В соответствие с СНиП II – 23 – 81\* табл. 55 принимаем электроды типа Э42.

Расчетное сопротивление металла шва при ручной сварке с электродами Э42 Rwf =180 МПа

МПа



2. Расчет по металлу границы сплавления:

* коэффициент глубины провара шва



* коэффициент условия работы шва 3



Расчетное сопротивление по металлу границы сплавления:



Здесь Run=360 МПа – нормативное сопротивление проката

МПа.



Сравнивая полученные величины при расчете по металлу шва и по металлу границы сплавления, находим минимальную из них:

МПа.



Требуемый катет шва:

м



Принимаем Kf=Kfmin=5 мм

1.2. Вариант 2. Балочная клетка усложненного типа

## Расчет настила

Таблица 1.2 – Сбор нагрузки на 1 м2 настила

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 |  | Расчетная нагрузка, кН/м2 |
| 1 | Временная нагрузка - Р | 18 | 1,2 | 21,6 |
| 2 | Собственный вес настила | 0,462 | 1,05 | 0,485 |
|  | Итого q=g+P |  |  | q=22,085 |

Средний коэффициент



Наибольший пролет настила в зависимости от n0:



Принимаем пролет настила LH=1,3 м.

Пролет укладывается целое число раз по длине вспомогательной балки: . Находим n0: n0=123,711.



Вычисляем наибольший пролет:

м



Так как LH=1,3 м > LH,MAX=0,944 м, то необходимо увеличить число пролетов на один:

м



n0=121,004

м



Так как LH=1,083 м > LH,MAX=0,991 м, то необходимо увеличить число пролетов на один:

м



n0=120

м



Так как LH=0,929 м < LH,MAX=1,009 м, то расчет можно продолжать.

*Проверка прогиба настила.*

Балочный прогиб:

м



Коэффициент находится как:



,



Прогиб настила:

м



Относительный прогиб:



Предельный прогиб:



Так как <, то проверка прогиба удовлетворяется.



Схема разбивки вспомогательной балки на панели:



В интервале от 2 до 5 м назначаем пролет балки настила, равный шагу вспомогательных балок, так, чтобы ему был кратен пролет главной балки:



Смещаем на половину шага в пролет первую и последнюю вспомогательные балки.

Схема разбивки главной балки на панели:



*Проверка прочности настила.*

Изгибающий момент:

кНм



Растягивающая сила

МН



Момент сопротивления настила:

м3



Проверка нормальных напряжений:

МПа < МПа



*Расчет сварного шва крепления настила к балке.*

Так как усилие Н=268 кН меньше усилия, действующего в настиле первого варианта (Н=412,287 кН), принимаем катет сварного шва аналогично. То есть конструктивно по минимальной величине Kf = KMIN= 5 мм.

# Расчет балки настила

Балка рассчитывается как свободно опертая, загруженная равномерно распределенной нагрузкой. Пролет равен шагу главных балок LБН = 6,50 м.

Погонная нагрузка собирается с полосы шириной, равной пролету настила LН = 1,423 м:

а) нормативная нагрузка:



где в первом приближении вес балки принят равным 2 % от нагрузки;

б) расчетная нагрузка:

.



Изгибающий момент от расчетной нагрузки:

кНм.



Требуемый момент сопротивления:



Коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций с1=1,1 в первом приближении.

Требуемый момент инерции по предельному прогибу (при пролете LБН = 6,50 м находим n0=201,117):



Принимаем двутавр №35Б2 ГОСТ 26020-83 (Ix=11550 см4; Wx=662,2 см3; А=55,17 см2; bf=155 мм; tf=10,0 мм; tw=6,5 мм; h=34,9 см; масса mбн=43,3 кг/м).

Уточняем коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций с1 в зависимости от отношения площадей сечения полки и стенки Af/Aw;

площадь сечения стенки:

см2;



площадь сечения полки:

см2;



По СНиП II – 23 – 81\* табл. 66 интерполяцией определяем коэффициент с1=с= 1,0910.



Уточняется собственный вес балки и вся нагрузка:

а) нормативная:



б) расчетная:

.



Максимальный изгибающий момент:

кНм.



Проверка нормальных напряжений:

МПа < МПа.



Условие прочности выполняется с недонапряжением:



Расчетная перерезывающая сила на опоре:

кН.



Проверка касательных напряжений на опоре [СНиП II – 23 – 81\*, формула (41)]

МПа,



где см;



= 49,14 МПа < МПа.



Условие прочности выполняется с большим запасом.

Проверка прогиба балки:



Проверка удовлетворяется.

*Проверка общей устойчивости балки.* В соответствие с п. 5.16 (а) СНиП II – 23 – 81\* при наличии стального настила, непрерывно опирающегося на сжатый пояс балки и надежно с ним связанного электросваркой, проверять общую устойчивость балки не требуется.

*Высота покрытия по главным балкам и расход стали по первому варианту*. Высота баки настила, плюс толщина настила:

hп=hбн+tн=349+10=359 мм.

Расход стали на настил и балки настила:



1.4. Вариант 2. Балочная клетка усложненного типа

**Расчет балки настила**

Погонная нагрузка на балку настила:

а) нормативная от временной нагрузки, веса настила и балки настила:



б) расчетная:

.



Изгибающий момент от расчетной нагрузки:

кНм.



Требуемый момент сопротивления при с1=1,1 в первом приближении:



Требуемый по предельному прогибу момент инерции:

см4



Зная требуемые моменты сопротивления и инерции, по сортаменту подбираем двутавр №18 ГОСТ 26020 – 83

(IX=1290 см4; WX=143 см3; A=23,4 см2; mБН=18,4 кг/м; tW=5,1 мм; tf=8,1 мм)

Уточняем коэффициент с1=с при отношении площадей полки и стенки

; с=



где см2;



мм2.



Уточняется нагрузка:

а) нормативная:

.



б) расчетная:

.



Максимальный изгибающий момент:

кНм



*Проверка нормальных напряжений:*

МПа < МПа.



Условие прочности выполняется с недонапряжением 8,729 %.

Перерезывающая сила на опоре:

кН.



*Проверка касательных напряжений:*

МПа < МПа,



где см. Проверка удовлетворяется.



*Проверка прогиба:*

<



Проверка удовлетворяется.

*Проверка общей устойчивости балки настила.*

В соответствие с п.5.16,а СНиП II – 23 – 81\* при наличии стального настила, непрерывно опирающегося на сжатый пояс балки и надежно с ним связанного электросваркой, проверять общую устойчивость балки не требуется.

# Расчет вспомогательной балки

Нагрузки передаются на балку в местах опирания балок настила. Сосредоточенные силы определяются по грузовой площади, равной

м2



Расчетная схема вспомогательной балки

Таблица 1.3 – Сбор нагрузки на вспомогательную балку G+P

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 |  | Расчетная нагрузка, кН/м2 |
| 1 | Временная нагрузка - Р | 61,871 | 1,2 | 74,246 |
| 2 | Вес настила | 1,588 | 1,05 | 1,667 |
| 3 | Вес балки настила | 0,668 | 1,05 | 0,701 |
| 4 | Вес вспомогательной балки  (принимаем вес двутавра № 40Б2) | 0,499 | 1,05 | 0,523 |
|  | Итого q=g+P | 64,626 |  | 77,137 |

Средняя величина коэффициента .



Изгибающий момент от расчетной нагрузки при шести грузах в пролете:



Требуемый момент сопротивления при с1=1,1 в первом приближении



Требуемый момент инерции по предельному прогибу:

(При пролете балки LB=6,5 м предельный прогиб



м4



По сортаменту принимаем двутавр № 50 Б 2 ГОСТ 26020 – 83:

(IX=42390 см4; WX=1709 см3; А=102,8 см2; b=200 мм; h=49,6 см; tf=14,0 мм; tw=9,2 мм; mB=80,7 кг/м).

Площадь сечения стенки:

см2;



Площадь сечения полки:

см2.



Уточняется коэффициент с, учитывающий развитие пластических деформаций по высоте сечения балки, интерполяцией по табл. 66 СНиП II – 23 – 81\* при С=1,1006



Так как при четном количестве грузов на балке имеется зона чистого изгиба, в соответствии с п.5.18 СНиП II – 23 – 81\* вместо коэффициента с1 следует принимать коэффициент

c1m=0,5(1+с)=0,5(1+1,1006)=1,0503.

*Уточняется нагрузка на балку*:

Вес вспомогательной балки:

- нормативный:

кН;



- расчетный:

кН.



Полная нагрузка G+P с учетом данных таблицы 1.3:

- нормативная 61,871+1,588+0,668+0,7355=64,8625 кН;

- расчетная 74,246+1,667+0,701+0,772=77,386 кН.

Средняя величина коэффициента



*Изгибающий момент от расчетной нагрузки при шести грузах:*



*Проверка прочности:*

МПа < МПа.



Недонапряжение 5,092%.

Проверка касательных напряжений с учетом ослабления сечения на опоре выполняется при расчете стыка с главной балкой.



*Проверка прогиба балки:*

< .



Проверка проходит.

*Проверка общей устойчивости балки.* Сжатый пояс в направлении из плоскости изгиба балки раскрепляется балками настила, расстояние между которыми равно Ief=LH=0,929 м.

В соответствие с табл.8 СНиП II – 23 – 81\* наибольшее значение отношения Ief к ширине сжатого пояса bf , при котором не требуется проверка общей устойчивости, определяется по формуле:



Так как < расчет на общую устойчивость балки выполнять не требуется.



*Высота покрытия по главным балкам и расход стали по второму варианту.*

Высота покрытия по главным балкам:

hП=tH+hБН+hB=6+180+496=682 мм.

Расход стали на настил, балки настила и вспомогательные балки, приходящийся на 1 м2 балочной клетки:

кг/м2



1.5. Сравнение вариантов балочной клетки

Критерием при выборе варианта принимаем расход стали. Сравнивается расход стали на 1 м2 площади балочной клетки покрытия по главным балкам:

- по первому варианту mI=108,93 кг/м2.

- по второму варианту mII=88,72 кг/м2.

**Вывод:** по расходу стали более экономичен второй вариант. Поэтому к дальнейшему проектированию принимаем второй вариант усложненной балочной клетки. Сопряжение вспомогательной и главной балок может быть поэтажное или в пониженном уровне. Тип сопряжения определится после расчета высоты главной балки.

2.1. Проектирование составной сварной главной балки

Разрезная главная балка загружена сосредоточенными нагрузками. Нагрузки на балку передаются в местах опирания на нее вспомогательных балок. Сосредоточенные силы (G – от постоянной нагрузки и P от временной) подсчитываются по грузовой площади, равной произведению пролетов вспомогательной балки и балки настила:



Расчетная схема главной балки

Таблица 2.1. – Сбор нагрузки на главную балку G+P

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, |  | Расчетная нагрузка, |
| 1 | Временная нагрузка | 432,9 | 1,2 | 519,48 |
| 2 | Собственный вес настила и балок | 20,93 | 1,05 | 21,97 |
| 3 | Собственный вес главной балки (предварительно принимаем 3% от временной нагрузки) | 12,987 | 1,05 | 13,64 |
| Итого G+P | | 466,817 |  | 555,09 |

Коэффициент



2.1.1. Подбор сечения главной балки

Сечение составной сварной балки состоит из трех листов: вертикального – стенка и двух горизонтальных – полок.

В нашем примере (при пяти грузах в пролете) расчетный изгибающий момент:

кНм.



Для принятой толщины листов полок tf20 мм расчетное сопротивление стали С245 равно Ry=240 МПа .



Коэффициент условия работы В первом приближении с1=1,1.



Требуемый момент сопротивления:

WTP=



Высота сечения балки h предварительно определяется по соотношению между hОПТ.W;

hОПТ.f и hmin, где hОПТ.W – оптимальная высота сечения из условия прочности; hОПТ.f. – оптимальная высота сечения из условия жесткости; hmin – высота сечения из условия минимальной жесткости, при обеспечении прочности.

1. Оптимальная высота балки из условия прочности:

см,



где - рекомендуемое отношение высоты балки к толщине стенки в пределах kW=125…140. Принимаем kW=125;



1. Оптимальная высота балки из условия жесткости:

см,



где ,



величина n0=232,3 получена для пролета L=18,5 м линейной интерполяцией.

1. Высота балки из условия минимальной жесткости при обеспечении прочности:

см.



В расчете полученные высоты располагаются в следующем соотношении:

hmin=84см < hОПТ,W=167,99см<hОПТ,f=173,92см.

Применяя правило выбора, выбираем высоту балки: h=hОПТ,W=1680 мм.

Высота главной балки, помимо расчетов, должна соответствовать наибольшей строительной высоте перекрытия согласно заданию: , где tH – толщина настила. Наибольшая строительная высота перекрытия определяется разностью отметок верха настила и габарита помещения под перекрытием: hCMAX=8,50-6,80=1,70м.



Так как h=1680 мм < hCMAX – tН=1700-6=1694 мм, оставляем выбранную высоту балки h=1680 мм.

Далее высота стенки hW назначается близкой к высоте балки h в соответствии с шириной листа сортамента универсальной или толстолистовой стали.

Так как наибольшая ширина листа универсальной стали равна 1050 мм, принимаем толстолистовую сталь шириной 1600 мм. С учетом обрезки кромок с двух сторон по 5 мм:

hW=1600 – 10 = 1590 мм.

По ранее принятому коэффициенту kW=125 определяем толщину стенки:

мм. Принимаем tW=14 мм.



Толщину полок назначаем равной tf=22 мм 3tW=42 мм, тогда полная высота балки оказывается равной: h=hW+2tf=1590+44=1634 мм.



Вычисляем момент инерции стенки:

см4.



Требуемый момент инерции полок:

I­f.тр=Iтр.max-Iw=2065694,6-468962,55=1596732,1 см4;

Здесь наибольший требуемый момент инерции балки Iтр.max определяется по двум значениям из условий прочности и жесткости:

* из условия прочности:

Iтр=0,5Wтрh=см4;



* из условия жесткости:

Iтр=1219970,4 см4.

Требуемая площадь сечения полки:

см2



Толщина полки из условия обеспечения ее местной устойчивости:

см.



В расчете было принято tf=2,2 см >2,03 см.

Ширина полки назначается равной



Вычисляем



Принимаем bf = 530 мм, что соответствует ширине листа универсальной стали по сортаменту.

Уточняем собственный вес балки по принятым размерам. Площадь поперечного сечения балки:

см2



Вес погонного метра балки:

,



здесь - удельный вес стали; - конструктивный коэффициент, учитывающий вес ребер жесткости и сварных швов.



Вес главной балки на участке между вспомогательными балками:

кН.



Уточняются нагрузки на балку, полученные в таблице 2.1:

Нормативная:

кН.



Расчетная:

P+G=519,48+21,97+=555,49 кН.



Уточняются усилия. Изгибающие моменты от нормативных и расчетных нагрузок:



Перерезывающая сила на опоре (для пяти грузов в пролете):

кН.



*Геометрические характеристики сечения балки.*

Момент инерции:



Момент сопротивления:

см3.



В зависимости от соотношения площадей полки и стенки Af/AW уточняется коэффициент с1, учитывающий развитие пластических деформаций. В соответствии с СНиП II – 23 – 81\* п. 5.18. с1=с.



Интерполируя по табл. 66 СНиП II – 23 – 81\* находим коэффициент с1=с=1,118.

2.1.2. Проверка прочности главной балки

1. Нормальные напряжения:

МПа > .



Перенапряжение – 6,97 %. Увеличим толщину стенки сечения главной балки tW до 18 мм и произведем расчет заново.

Вычисляем момент инерции стенки:

см4.



Требуемый момент инерции полок:

I­f.тр=Iтр.max-Iw=2065694,6-602951,85=1462742,75 см4;

Здесь наибольший требуемый момент инерции балки Iтр.max определяется по двум значениям из условий прочности и жесткости:

* из условия прочности:

Iтр=0,5Wтрh=см4;



* из условия жесткости:

Iтр=1219970,4 см4.

Требуемая площадь сечения полки:

см2



Толщина полки из условия обеспечения ее местной устойчивости:

см.



В расчете было принято tf=2,2 см >1,94 см.

Ширина полки назначается равной



Вычисляем



Принимаем bf = 530 мм, что соответствует ширине листа универсальной стали по сортаменту.

Уточняем собственный вес балки по принятым размерам. Площадь поперечного сечения балки:

см2



Вес погонного метра балки:

,



Вес главной балки на участке между вспомогательными балками:

кН.



Уточняются нагрузки на балку, полученные в таблице 2.1:

Нормативная:

кН.



Расчетная:

P+G=519,48+21,97+=557,45 кН.



Уточняются усилия. Изгибающие моменты от нормативных и расчетных нагрузок:



Перерезывающая сила на опоре (для пяти грузов в пролете):

кН.



*Геометрические характеристики сечения балки.*

Момент инерции:



Момент сопротивления:

см3.



В зависимости от соотношения площадей полки и стенки Af/AW уточняется коэффициент с1, учитывающий развитие пластических деформаций. В соответствии с СНиП II – 23 – 81\* п. 5.18. с1=с.



Интерполируя по табл. 66 СНиП II – 23 – 81\* находим коэффициент с1=с=1,147.

2.1.3. Проверка прочности главной балки

1. Нормальные напряжения:

МПа < .



Недонапряжение – 1,98 % < 5 %, следовательно окончательно принимаем следующие размеры главной балки:

Высота стенки главной балки hW=1590 мм, толщина стенки сечения tW=18 мм, ширина полки сечения bf=530 мм, толщина полки сечения tf=22 мм, высота покрытия по главной

балке hП=682 мм, длина панели LБН=3700 мм, расход металла m=88,692 кг/м2, толщина настила

принятого варианта tН=6 мм.

1. Касательные напряжения (проверка стенки на срез).

Касательные напряжения проверяются в стенке, в месте крепления опорного ребра без учета работы на срез полок.

МПа < МПа.



Условие выполняется.

2.1.4. Проверка прогиба главной балки

Условие жесткости балки выполняется.



2.1.5. Определение типа сопряжения вспомогательной и главной балок

Суммарная высота элементов перекрытия: настила, балки настила, вспомогательной и главной балок:

мм.



Ранее была найдена наибольшая строительная высота перекрытия hC,MAX= 1700 мм.

Так как мм, поэтажное сопряжение невозможно. Принимаем сопряжение вспомогательной и главной балок в пониженном уровне.



2.1.6. Проверка общей устойчивости главной балки

В соответствии с п.5.16,а СНиП II – 23 – 81\* при наличии стального настила, непрерывно опирающегося на сжатый пояс балки и надежно с ним связанного электросваркой, проверять общую устойчивость балки не требуется.

2.1.7. Изменение сечения балки

С целью экономии металла уменьшаем сечение приопорного участка балки за счет уменьшения ширины поясов на участке балки от опоры до сечения, расположенного на расстоянии, равном 1/6 пролета балки: 18,5:6=3,08 м.

Ширина пояса балки должна соответствовать ширине листа универсальной стали по сортаменту и быть не менее:



мм; ; ,



где bf – ширина полки балки в пролете, h – высота главной балки.

мм, мм.



По сортаменту принимаем мм.



Геометрические характеристики сечения балки на приопорных участках:

- площадь сечения:

см2;



- момент инерции:



- момент сопротивления:

см3;



- статический момент полки относительно оси x-x:

см3;



- статический момент полусечения относительно оси x-x:

см3.



Расчетные усилия в месте изменения сечения.

Изгибающий момент:

Перерезывающая сила:



кН.



Проверка напряжений:

а) в месте изменения сечения:

- максимальные нормальные напряжения:

МПа <



- нормальные напряжения в стенке под полкой:

МПа;



- касательные напряжения в стенке под полкой:

МПа<;



- приведенные напряжения в стенке под полкой:

б) Напряжения у опоры:



- касательные напряжения на уровне нейтральной оси:



2.1.8. Расчет поясных сварных швов

Полки составных сварных балок соединяют со стенкой на заводах автоматической сваркой. Сдвигающая сила на единицу длины балки:



Для стали С245 по таблице 55 СНиП II – 23 – 81\* принимаем сварочную проволоку марки Св – 08А для выполнения сварки под флюсом.

Определяется требуемая высота катета kf поясного шва ”в лодочку”.

1. Расчет по металлу шва.

Коэффициент глубины провара шва [Табл. 34 СНиП II – 23 – 81\*].



Коэффициент условия работы шва [П.11.2 СНиП II – 23 – 81\*].



Расчетное сопротивление металла шва Rwf=180 МПа [Табл. 56 СНиП II – 23 – 81\*].



2. Расчет по металлу границы сплавления.

Коэффициент глубины провара шва [Табл.34 СНиП II – 23 – 81\*].



Коэффициент условия работы шва [П.11.2. СНиП II – 23 – 81\*]



Расчетное сопротивление по металлу границы сплавления:

[Табл.3,51 СНиП II – 23 – 81\*];



.



Сравнивая полученные величины, находим, что

МПа.



Высота катета поясного шва должна быть не менее



При толщине более толстого из свариваемых элементов (tf=22 мм) по табл. 38 СНиП II – 23 – 81\* принимаем kf= 7 мм.

2.1.9. Проверка устойчивости сжатой полки балки

Устойчивость полки будет обеспечена, если отношение свеса полки bef к ее толщине tf не превышает предельного значения [Стр.34, табл. 30 СНиП II – 23 – 81\*]:

, где расчетная ширина свеса полки bef равна:



мм;



Так как устойчивость поясного листа обеспечена.



2.1.10. Проверка устойчивости стенки балки

Для обеспечения устойчивости стенки вдоль пролета балки к стенке привариваются поперечные двусторонние ребра жесткости.

Расстояние между поперечными ребрами при условной гибкости стенки не должно превышать 2hW. Условная гибкость стенки определяется по формуле . Ширина ребра bh должна быть не менее а толщина ребра - .



В расчете проверяется устойчивость участков стенки – пластинок, упруго защемленных в поясах и ограниченных поперечными ребрами. Потеря их устойчивости может произойти от совместного действия нормальных и касательных напряжений. Устойчивость стенки балки проверять не требуется, если при выполнении формулы (33) СНиП II – 23 – 81\* условная гибкость при отсутствии местного напряжения.



Вычисляем условную гибкость - местная устойчивость стенки обеспечена. Конструктивно вдоль пролета балки к стенке привариваются поперечные двусторонние ребра жесткости под вспомогательными балками с шагом 3,7 м.



Ширина ребра должна быть не менее:



Принимаем bh=100 мм.

Толщина ребра:



Принимаем tS = 8 мм.

Поперечные ребра жесткости

2.1.11. Расчет опорного ребра жесткости главной балки

Принимаем сопряжение балки с колонной шарнирным, с опиранием на колонну сверху. Опорное ребро жесткости крепится сварными швами к стенке балки. Нижний торец опорного ребра балки остроган для непосредственной передачи давления на колонну.

Толщина опорного ребра определяется из расчета на смятие его торца:

м;



где N=RA=1390 кН – опорная реакция; МПа – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности [Табл.1, 2, 51 СНиП II – 23 – 81\*]; см – ширина опорного ребра, равная ширине балки на опоре.



Принимаем толщину опорного ребра t=14 мм, а опорный выступ

а=20 мм < 1,5t=мм.



Проверка ребра на устойчивость.

Площадь расчетного сечения ребра:

см2.



Момент инерции:

см4,



где см.



Радиус инерции сечения ребра см.



Гибкость ребра .



Условная гибкость



Коэффициент продольного изгиба по формуле п.5.3. СНиП II – 23 – 81\* при :



Проверка опорного ребра на устойчивость:

МПа < МПа.



Проверка удовлетворяется.

Расчет катета сварных швов крепления ребра к стенке балки (полуавтоматическая сварка)

м,



где ( МПа – получено при расчете поясных швов балки.



При толщине более толстого из свариваемых элементов (толщина стенки t=18 мм) по табл. 38 СНиП II – 23 – 81\* принимаем катет шва kf= 6 мм.

2.1.12. Расчет болтового соединения в месте примыкания вспомогательной балки к главной

Сопряжение вспомогательной балки с главной выполняется в пониженном уровне.

При шести грузах в пролете опорная реакция вспомогательной балки равна

Кн.



Принимаем болты нормальной точности (класс точности В), класс по прочности 4.6, диаметром 20 мм. По табл. 58 СНиП II – 23 – 81\* определяем расчетное сопротивление срезу болтов для класса по прочности 4.6: Rbs=150 МПа.

Расчетные усилия, которые может выдержать один болт:

а) на срез



где - коэффициент условия работы соединения, определяемый по табл. 35 СНиП II – 23 – 81\*; nS=1 – число срезов болта;



см2 – расчетная площадь сечения болта.



б) на смятие

кН,



где Rbp =450 МПа – расчетное сопротивление на смятие для стали при Run=370 МПа по табл. 59 СНиП II – 23 – 81\*; мм – толщина ребра жесткости.



Сравнивая результаты расчетов по пунктам а и б, выбираем меньшее: Nb,min=42,39 кН. Требуемое количество болтов в соединении:

шт.



Принимаем 6 болтов диаметром 20 мм, диаметр отверстия d=22 мм. Размещая болты, назначаем расстояния вдоль и поперек усилия (опорной реакции вспомогательной балки RA): от центра болта до края элемента вдоль усилия а=60,5 мм; между центрами болтов вдоль усилия b=75 мм, от центров болтов до торца балки (поперек усилия) а1=40 мм, что соответствует требованиям табл.39 СНиП II – 23 – 81\* по а: (аmin=2d=44 мм, аmax=8t=64 мм); по b: (bmin=2,5d=55 мм, bmax=24t=192 мм); по а1: а11,5d=мм.



Проверка касательных напряжений в стенке вспомогательной балки с учетом ослабления отверстиями диаметром d=22 мм под болты, а также с учетом ослабления сечения балки из-за вырезки полки в стыке по формуле 29 СНиП II – 23 – 81\*:



где QMAX=RA=232,158 кН – перерезывающая сила, см – высота стенки балки, - коэффициент ослабления сечения стенки, b=75 мм – шаг отверстий, d= 22 мм – диаметр отверстий. Проверка стенки вспомогательной балки на срез выполняется.



Расход стали на перекрытие (масса настила и балок, включая главную):

кг/м2,



где m=88,692 кг/м2 – расход стали на настил, балки настила и вспомогательные балки (по данным вариантного проектирования); gr=4,119 кН/м – вес погонного метра главной балки; LB=6,5 м – пролет вспомогательной балки.

3. Проектирование колонны сплошного сечения

3.1. Расчетная длина колонны и сбор нагрузки

Отметка низа главной балки НГБ=ОВН-hСТР=8,50-1,64=6,86 м. Заглубление фундамента принимается в интервале hФ=0,6…0,8 м. Принимаем hФ=0,6 м.

Геометрическая длина колонны:

L=НГБ+hФ=6,86+0,6=7,46 м.

При опирании балок на колонну сверху колонна рассматривается как шарнирно закрепленная в верхнем конце. Соединение с фундаментом легких колонн в расчете также принимается шарнирным. Поэтому расчетная длина колонны определяется при



м.



Грузовая площадь м2.



Таблица 3.1 – Сбор нагрузки на колонну

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  | Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 |  | Расчетная нагрузка, кН/м2 |
| 1 | Временная нагрузка | 2164,5 | 1,2 | 2597,4 |
| 2 | Собственный вес настила и балок | 180,841 | 1,05 | 189,883 |
|  | Итого q=g+P | 2345,341 |  | 2787,283 |

3.2. Подбор сечения колонны

Выполняется расчет относительно оси Y, пересекающей полки. Гибкостью колонны предварительно задаются при нагрузке 1500…2500 кН в интервале =100…70; при нагрузке 2500…4000 кН гибкость принимают равной =70…50. Для расчета при нагрузке 2787,283 кН принимаем и по табл.72 СНиП II – 23 – 81\* находим



Требуемая площадь сечения колонны:



Требуемые радиус инерции и ширина полки: используя соотношение находим ширину полки: см. Ширину полки назначаем в соответствии с сортаментом универсальной стали, равной 530 мм. Высоту стенки hW назначаем так, чтобы выполнялось условие hbf, hW=530 мм. Назначив толщину tW=8 мм, получаем площадь сечения стенки: АW=42,4 см2. Свес полки:



мм.



Требуемые площадь сечения полки и ее толщина:

см2.



см. Принимаем tf=10 мм.



Геометрические характеристики сечения.

Площадь сечения:

см2.



Момент инерции:

см4.



Радиус инерции:

см.



Гибкость:



Приведенная гибкость:



Вычисляем коэффициент продольного изгиба при :



Включаем в нагрузку вес колонны:

кН,



где - удельный вес стали; - конструктивный коэффициент, учитывающий вес ребер и сварных швов.



Полная расчетная нагрузка:

(P+G)+Gk=2787,283+9,846=2797,129 кН.

Проверка колонны на устойчивость:



Недонапряжение составляет 3,76 %, что менее 5 %, следовательно требования п.1.9. СНиП II – 23 – 81\* соблюдены.

Проверка предельной гибкости.

Предельная гибкость



где



При проверка проходит.



Так как для двутаврового сечения при радиус инерции и коэффициент , проверку устойчивости относительно оси х-х не выполняем.



3.3. Проверка устойчивости полки и стенки колонны

Отношение свеса полки к ее толщине



Наибольшее отношение при условии выполнения устойчивости полки определяется по формуле из табл. 29 СНиП II – 23 – 81\*.



Так как ,



то устойчивость полок не обеспечивается. Необходимо рассчитать сечение колонны с измененными размерами.

Ширину полки назначаем в соответствии с сортаментом универсальной стали, равной 420 мм. Высоту стенки hW назначаем так, чтобы выполнялось условие hbf, hW=420 мм. Назначив толщину tW=10 мм, получаем площадь сечения стенки: АW=42 см2. Свес полки:



мм.



Требуемые площадь сечения полки и ее толщина:

см2.



см. Принимаем tf=14 мм.



Геометрические характеристики сечения.

Площадь сечения:

см2.



Момент инерции:

см4.



Радиус инерции:

см.



Гибкость:



Приведенная гибкость:



Вычисляем коэффициент продольного изгиба при :



Включаем в нагрузку вес колонны:

кН,



где - удельный вес стали; - конструктивный коэффициент, учитывающий вес ребер и сварных швов.



Полная расчетная нагрузка:

(P+G)+Gk=2787,283+10,589=2797,872 кН.

Проверка колонны на устойчивость:



Недонапряжение составляет 1,96 %, что менее 5 %, следовательно требования п.1.9. СНиП II – 23 – 81\* соблюдены.

Проверка предельной гибкости.

Предельная гибкость



где



При проверка проходит.



Так как для двутаврового сечения при радиус инерции и коэффициент , проверку устойчивости относительно оси х-х не выполняем.



Проверка устойчивости полки и стенки колонны

Отношение свеса полки к ее толщине



Наибольшее отношение при условии выполнения устойчивости полки определяется по формуле из табл. 29 СНиП II – 23 – 81\*.



Так как , устойчивость полок обеспечивается. Проверяем устойчивость стенки по условию



Вычисляем .



Здесь но не более 2.3, в соответствии с табл. 27 СНиП II – 23 – 81\*;



Так как устойчивость стенки колонны обеспечена.



В соответствии с п.7.21 СНиП II – 23 –81\* при поперечные ребра жесткости по расчету устанавливать не требуется. Принимаем по конструктивным соображениям на отправочном элементе два парных ребра. Назначаем размеры парных ребер: ширина принимаем bP=60 мм, толщина мм; принимаем tP= 6 мм.



В центрально-сжатых колоннах сплошного сечения сдвигающие усилия между стенкой и полкой незначительны. Поэтому сварные швы, соединяющие полки со стенкой, назначают конструктивно толщиной kf=6…8 мм. Принимаем катет сварного шва равным kf=6 мм.

3.4. Расчет базы колонны

База колонны, состоящая из опорной плиты и траверс, крепится к фундаменту анкерными болтами.

Размеры плиты базы:

Ширина плиты В назначается по конструктивным соображениям:

мм.



Здесь t=10 мм толщина траверсы, C=50 мм – свесы плиты.

Длина плиты, минимальная по конструктивным соображениям, равна:

мм. Учитывая стандартные размеры листов, назначаем LПЛ MIN=560 мм.



Проверяем достаточность размеров плиты в плане расчетом из условия смятия бетона под плитой. Назначаем класс бетона фундамента В 12.5. Расчетное сопротивление бетона смятию при коэффициенте условия работы



Требуемая длина плиты по расчету:

м.



Принимаем по сортаменту универсальной стали LПЛ=650 мм, так как LПЛ ТР > LПЛ MIN.

Получаем размеры плиты базы в плане LПЛ х BПЛ=650 х 540 мм с площадью AПЛ=0,35 м2.

Далее в зависимости от размеров в плане верхнего обреза фундамента уточняется сопротивление бетона смятию и проверяются напряжения под плитой. Назначаем размеры верхнего обреза фундамента:

BФ=ВПЛ+20 см=54+20=74 см;

LФ=L+20 см=65+20=85 см.

Площадь AФ=



Уточняется коэффициент



Уточняется сопротивление бетона смятию:

МПа.



Проверяем бетон на смятие под плитой базы:



Проверка удовлетворяется.

Расчет толщины плиты базы.

Толщина плиты назначается в пределах Расчет толщины плиты базы производится из условия прочности плиты при изгибе на действие реактивного давления фундамента.



Выделяются участки плиты с характерными схемами закрепления сторон и их соотношением. Максимальные изгибающие моменты на этих участках при единичной ширине плиты определяются по формуле:



в этой формуле:

1) для участка I =0,5; b – вылет консоли;



2) для участка II коэффициент в зависимости от отношения стороны а к свободной стороне b;



3) Для участка III коэффициент определяется в зависимости от отношения большей стороны к меньшей, где b – длина меньшей стороны.



Изгибающие моменты в плите на участках.

На первом участке:



На втором участке вычисляем отношение сторон



где а=0,5(L-h)=0,5(0,65-0,448)=0,101 м; b=bf=0,42 м.

Так как , расчет выполняем как консоли:



На третьем участке



где =0,125 при По наибольшему моменту на участках MMAX=41,5 кНм из условия прочности плиты на изгиб определяется требуемая толщина плиты:



м (30,04 мм), где согласно табл.6 СНиП II – 23 –81\*. По сортаменту принимается плита толщиной 32 мм.



Расчет траверсы.

Нагрузка со стержня колонны передается на траверсы через сварные швы, длина которых и определяет высоту траверсы. При четырех швах с высотой катета kf=10 мм:

.



Здесь прочность по металлу шва МПа, по металлу границы сплавления МПа, где МПа. Нормативное сопротивление Run=370 МПа определено по табл. 51 СНиП II – 23 – 81\*. В соответствии с требованием п.12.8. СНиП II – 23 – 81\* расчетная длина флангового шва должна быть не более , в расчете LW=0,45 м. По сортаменту универсальной стали принимается высота листа траверсы hTP=630 мм.



Расчет катета сварного шва крепления траверсы к плите.

При вычислении суммарной длины швов учитывается непровар по 1 см на каждый шов:



Требуемый катет шва по расчету:



В соответствие с табл. 38 СНиП II – 23 – 81\* при толщине плиты 32 мм минимальный катет шва равен kf min=8 мм. Принимаем kf=13,5 мм.

Приварку торца стержня колонны к опорной плите базы выполняем конструктивными швами kf=8 мм.

Крепление базы к фундаменту.

При шарнирном сопряжении колонны с фундаментом необходимы анкерные болты диаметром d = 20…30 мм для фиксации проектного положения колонны и закрепления ее в процесс монтажа. Принимаем два анкерных болта диаметром d=20 мм. Болты устанавливаются в плоскости главных балок с креплением к плите базы, что обеспечивает за счет гибкости плиты шарнирное сопряжение колонны с фундаментом.

3.5. Расчет оголовка колонны

Оголовок колонны состоит из опорной плиты и подкрепляющих ребер. Опорная плита передает давление от двух главных балок на ребра оголовка и фиксирует проектное положение балок при помощи монтажных болтов. Определяем размеры ребер, задавшись толщиной плиты:

tПЛ= 25 мм (tПЛ=20…25 мм). Требуемая толщина парных ребер из условия работы на смятие:

м,



где N - удвоенная опорная реакция главной балки; - расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности; bОП=0,28 м – ширина опорного ребра балки.



Принимаем толщину ребра tr=25 мм. Ширина ребра должна быть не менее мм. Принимаем ширину парных ребер равными bh=160 мм вверху и 130 мм внизу.



Высота вертикальных ребер определяется из условия размещения четырех фланговых швов длиной не менее:



Здесь катет шва не может быть более где tW – толщина стенки колонны. Длина сварного шва не должна быть более



Принимаем катет kf=12 мм и высоту ребра hr=0,48м.

Так как стенка колонны тоньше примыкающих ребер (tw=10 мм< tr=25 мм), стенку проверяем на срез:



Вывод: Стенка колонны толщиной 10 мм на срез не проходит. Поэтому в пределах высоты оголовка на сварных швах встык выполняется вставка большей толщины. Требуемая толщина стенки из условия среза:



Принимаем вставку толщиной tW=16 мм.

Торец колонны фрезеруется, и поэтому толщина швов, соединяющих опорную плиту со стержнем колонны и ребрами, назначается конструктивно, равной kf=8 мм. С целью укрепления стенки колонны и вертикальных ребер от возможной потери устойчивости снизу вертикальные ребра обрамляются горизонтальными ребрами толщиной tp=8 мм.

Исходные данные для проверки расчета колонны сплошного сечения на ЭВМ

|  |  |
| --- | --- |
| Вводимые параметры | Величина |
| 1. Шифр задания | 678 |
| 2. Заглубление обреза фундамента hФ | 600 мм |
| 3. Высота стенки сечения колонны hW | 420 мм |
| 4. Толщина стенки сечения колонны tW | 10 мм |
| 5. Ширина полки сечения колонны bf | 420 мм |
| 6. Толщина полки сечения колонны tf | 14 мм |
| 7. Строительная высота перекрытия hCTP | 1640 мм |
| 8. Расход стали на перекрытие mn | 153,30кг/м2 |

# СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП II – 23 – 81\*. Стальные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1991. – 96 с.

2. СНиП 2.01.07 – 85\*. Нагрузки и воздействия / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 1996 – 44 с.

3. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Под общей ред. Е. И. Беленя. – 6 – е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1985. – 560 с.

4. СНиП 2.03.01 – 84\*. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстрой России. М.: ЦПП, 1996. – 76 с.

5. ГОСТ 2.105 – 95. ЕСКД. Общие требования к текстовым документам: Введ. 01.07.96. – М.: 1995. – 38 с.

6. Танаев В.А. Проектирование стальной балочной клетки: Учебное пособие для курсового и дипломного проектирования. – Хабаровск: Изд-во ДВГУПС, 2000 – 71 с.: ил.