**Введение**

Металлические конструкции благодаря своим высоким технико-экономическим качествам применяются во всех отраслях промышленности. Широкое использование в строительстве металлических конструкций позволяет проектировать сборные элементы зданий с сооружений сравнительно малой массы, организовать поточное производство на заводах и поточно-блочный монтаж их на строительной площадке, ускоряя ввод объектов в эксплуатацию.

Задача конструктора состоит в том, чтобы при соблюдении технологических и иных требований к объекту проектирования создать конструктивную схему с подбором параметров элементов и узловых соединений, обеспечивающую простой и надежный путь для передачи силовых потоков. При этом каждый конструктивный элемент, конструкция и сооружение в целом должны удовлетворять комплексу условий: прочности, устойчивости, жесткости, долговечности, ремонтопригодности и многим другим. В сочетании с экономическими ограничениями названные условия трудно реализуемы. Сложность проектирования состоит в том, что база знаний и нормативная база о силовом сопротивлении конструкции построена не на принципах их синтеза, а на принципах поверочных расчетов элементов с фиксированными геометрическими параметрами и идеализированными схемами работы, свойствами материала, условиями загружения.

**1. Основные данные для проектирования**

Схема технологической площадки



Шифр: 3864

Район строительства: Город Норильск; -38СкПа, (постоянная) 0,55кПа, (временная) 10

**2. Выбор основного сварочного материала**

**.1 Выбор сталей**

Строительная конструкция состоит из нескольких элементов, выберем для каждого элемента свой материал, исходя из температурных параметров для данного района:

Температура наиболее холодной пятидневки в городе Пермь - 38С. Выбираем третью категорию сталей:

а) Настил перекрытия - листовой прокат - статическая нагрузка - группа 3 - Сталь С245.

б) Вспомогательные балки - прокат - статическая нагрузка - группа 3 - Сталь С245.

в) Главная балка - сварная конструкция - статическая нагрузка - группа 2 - Сталь С275.

г) Колонны - сварная конструкция - статическая нагрузка - группа 3 - Сталь С245.

**2.2 Выбор сварочных материалов**

Рассмотрим 3 способа сварки:

А) Длинномерные швы - автоматическая сварка под слоем флюса (СНиП II-23-81 Таблица 55).

А1) Выберем флюс - АН-60;

А2) Выберем проволоку - Св-08ГА;

Б) Короткие швы - механизированная сварка в среде защитных газов (СНиП II-23-81 Таблица 55).

Б1) Выберем газ - в углекислом газе

Б2) Выберем проволоку - Св-08Г2С;

В) Монтажная площадка - ручная дуговая сварка (Сайт производителя, Судиславский завод сварочных материалов, Чехия, «http://www.czcm-weld.ru»).

В1) Выберем тип электрода - Э46;

В2) Выберем марку электрода - УОНИ 13/45.

**2.3 Оценим свариваемость**

Проведем расчеты по:

А) Холодным трещинам:

С\_э=С+Mn/6+Si/24+Cr/5+Ni/40+Cu/13+V/14+P/2; (2.1)

А1) Сталь С245:

Сэ=0,22+0,65/6+0,15/24+0,3/5+0,3/40+0,3/13+0,04/2=0,445;

А2) Сталь С275:

Сэ=0,22+0,65/6+0,15/24+0,3/5+0,3/40+0,3/13+0,04/2=0,445.

Исходя из полученных результатов, по холодным трещинам на основании расчетов, можно сказать, что Стали С245 и С275 обладают хорошей свариваемостью, так как у них коэффициент по углероду ниже 0,45, соответственно подогрев не требуется.

Б) Горячим трещинам:

=(C (S+P+Si/24+Ni/100)10^3)/(3Mn+Cr+Mo+V); (2.2)

Б1) Проволока Св-08ГА:=(0,1 (0,025+0,030+0,6/24)10^3)/(3\*0,95)=2;

Б2) Проволока Св-08Г2С:=(0,1 (0,025+0,030+0,95/24+0,25/100)10^3)/(3\*2,1+0,2)=1,5;

Б3) Электрод Э46:=(0,1 (0,030+0,030+0,3/24)10^3)/(3\*0,65)=3,7.

Исходя из полученных результатов по горячим трещинам на основании, можно сказать, что проволоки Св-08ГА, Св-08Г2С и электрод Э46 не обладают склонностью к горячим трещинам, так как HCS<4.

**3. Расчет стального настила**

Рассмотрим два конструктивных решения балочной клетки при разном шаге балок настила. Примем шаг балок настила кратным длине главной балки и равным 1 м и 1,6 м.

**3.1 Расчет плоского настила без ребер жесткости**



Отношение пролета настила к его толщине можно определить по приближенной формуле:

n/t\_n =4d/15\*(1+(72E\_1)/(d^4 q\_n)), (3.1)

где:- пролет настила.- толщина настила.=ln/fn - заданное отношение пролета настила к его предельному прогибу.=E/(1-2) - модуль упругости при отсутствии поперечной деформации.- нормативное значение нагрузки.

Рассчитаем толщину настила для пролета в 1 м:n=15 /(480\*(1+(72\*2,2\*10^11)/(120^4\*10,55\*10^3)))=0,004 м.

Рассчитаем толщину настила для пролета в 1,6 м:n=(15\*1,6)/(600\*(1+(72\*2,2\*10^11)/(〖150〗^4\*10,55\*〖10〗^3)))=0,010 м.

Раcсчитаем силу распора H:

H=0,25г\_r р^2 (f\_u/l\_n)^2 E\_1 t\_n (3.2)

где г\_f=1,1 - коэффициент надёжности по нагрузке.

Для пролета l=1 м:=0,25\*1,1\*9,87\*(0,0083/1)^2\*2,2\*10^11\*0,004=0,16МН.

Для пролета l=1,6 м:=0,25\*1,1\*9,87\*(0,0106/1,6)^2\*2,2\*10^11\*0,010=0,67МН.

Рассчитаем значение катета углового шва.

\_f=H/((в\_f l\_w R\_wf г\_wf г\_c)), (3.3)\_z=H/((в\_z l\_w R\_wz г\_wz г\_c)), (3.4)

где вf и вz - коэффициенты, с пределом текучести свыше 530 МПа (5400 кгс/см2) независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки вf = 0,7 и вz = 1;- расчетная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм;, Rwz - расчетное сопротивление сварных угловых швов по металлу шва и по металлу границы сплавления соответственно;\_wz=0,45R\_un=0,45\*370=166,5 МПа,- нормативное сопротивление проката;

гwf и гwz - коэффициенты условий работы шва, равные 1 во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах I1, I2, II2 и II3, для которых гwf = 1 для металла шва с нормативным сопротивлением Rwun = 410 МПа (4200 кгс/см2) и гwz = 1 - для всех сталей;

гс - коэффициент условий работы конструкций, назначаемый в соответствии с требованиями СНиП по проектированию сооружений промышленных предприятий.

Для пролета l=1 м:\_f=0,16/((0,7\*7,99\*200\*1\*1))=0,000168 м.\_z=0,16/((1\*7,99\*166,5\*1\*1))=0,000141 м.

Для пролета l=1,6 м:\_f=0,67/((0,7\*7,99\*200\*1\*1))=0,000704 м.\_z=0,67/((1\*7,99\*166,5\*1\*1))=0,000592 м.

Окончательный катет шва, мы принимаем, 4 мм для пролета 1 м и 5 мм для длинны пролета 1,6 м.

**4. Расчет балки настила**

Погонная равномерно распределенная нагрузка на балку

Нормативная: , (4.1)

Расчетная: , (4.2)

где n - шаг балок настила;, gn - нормативная постоянная (включая собственный вес балки) и временная равномерно распределенные нагрузки соответственно;, fg - коэффициенты надежности по нагрузке для временной и постоянной нагрузки соответственно.

Расчетную схему главной балки принимают в соответствии с заданной схемой балочной клетки - двухконсольная балка.



Определим максимальные значения изгибающего момента M и поперечной силы Q для каждого варианта по формулам:

=0,125ql\_n^2, (4.3)=0,5ql\_n (4.4)

Для пролета 1 м:=0,125∙12,9∙8^2=103,2 кНм,=0,5∙12,9∙8=51,6 кН.

Для пролета 1,6 м:=0,125∙21,49∙8^2=171,92 кНм,=0,5∙21,49∙8=85,96 кН.

При подборе сечения прокатных балок по деформированной схеме на основе требуемой величины предельного прогиба балки определяют требуемый момент инерции сечения балки:

=5/384∙(q\_n∙l^3)/E∙[l/f\_u] (4.5)

Определяем требуемый момент сопротивления балки настила и соответствующий номер двутавровой балки определим по формуле:

n=M/(c\_1 R\_y \_c) (4.6)

где Ry=240 МПа - расчетное сопротивление стали;

с1 - коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций по сечению, предварительно принимаемый равным 1,12.

Номер балки - 36 (W=743 см3, I=13380 см4).

Проверка стали по условию прочности

уx=M\_x/(W\_x∙c)≤R\_y (4.7)

Для пролета 1 м:

у\_x=103200/(472∙1)=218,6≤240.

Для пролета 1,6 м:

у\_x=171920/(743∙1)=231,4≤240.

Устойчивость балок не проверяем, так как передача нагрузки происходит через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный. Проверка местной устойчивости поясов и стенки прокатных балок также не требуется, так как она обеспечена принятой толщиной элементов из условий прокатки.

Проверку жесткости балки проводим по формуле при принятом предельном прогибе балки.

Определяем расход стали на ячейку рабочей площадки по формуле:



Для пролета 1 м:=16∙8∙7850∙0,004+(16/1+1)∙36,5∙8=5004,2 кг,

Для пролета 1,6 м:=16∙8∙7850∙0,010+(16/1,6+1)∙48,6∙8=5206,4 кг.

Исходя из расхода стали, для дальнейшей разработки принимаем вариант 1.

**5. Расчет и конструирование главной балки**

**.1 Определение расчетных усилий и назначение расчетной схемы**

Нагрузка на главную балку передается от балок настила в виде сосредоточенных сил. При достаточно частом расположении балок настила (больше пяти в пролете) сосредоточенные силы, без существенного снижения точности, можно заменить эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой q.

Нормативная:





Расчетная:







**5.2 Компоновка и подбор сечения балки**

Оптимальная, из условия прочности и минимума расхода стали, высота балки определяется по формуле:



где Wd - требуемый момент сопротивления сечения балки;- толщина стенки;- коэффициент, равный для сварных балок постоянного сечения 1,2…1,15, переменного - 1.

Определим максимальные значения изгибающего момента M и поперечной силы Q для каждого варианта по формулам:





Требуемый момент сопротивления сечения балки определяется по формуле:



Толщину стенки, предварительно, определим по эмпирической формуле:



где h = (1/8…1/15)=1/15\*16=1,06 м, - пролет балки.\_opt=1,2√(0,0097/0,011)=1,1 м

Минимальная, из условия обеспечения жесткости, высота балки для двухконсольной схемы определяется по формуле:



\_min=5/24∙(270∙10^6∙0,9)/(2,06∙10^(1184, «»)) √(16^2-4∙4,5^2) [16/0,0033] (10+0,55)/(1,1∙10+1,2∙0,55)\_min=0,9 м

Определяем минимальную толщину стенки tw, min из условия ее работы на срез по формуле:



где k=1,5 - при включении в работу только стенки, без учета поясов (опирание разрезной балки с помощью опорного ребра);- высота стенки, которую в первом приближении можно принять равной hw = h - (0,04…0,05) =1,05 м.- расчетное сопротивление по сдвигу определяемое по формуле:

R\_s=0,58R\_yn/\_m =0,58 (275∙〖10〗^6)/1,025=155,6 МПа (5.10)

где Ryn=275 МПа - нормативное сопротивление проката.



Назначая окончательно толщину стенки, необходимо учитывать, что местная устойчивость стенки без дополнительного ее укрепления продольными ребрами жесткости будет обеспечена, если



Окончательную толщину стенки принимаем равной 11 мм, так как tw=11>7, следовательно местная устойчивость стенки без дополнительного ее укрепления продольными ребрами жесткости будет обеспечена.

Требуемая площадь сечения поясов определяется по формуле:



где h0 = h - 0,5 (h - hw)=1,11-0,5 (1,11-1,05)=1,075 м - расстояние между центрами тяжести полок.











По полученной площади назначают ширину bf и толщину tf пояса. Для этого определим толщину пояса tf по формуле:



Найдем ширину пояса по формуле:



В изгибаемых элементах отношение ширины свеса сжатого пояса bf к толщине tf должно удовлетворять условию:





Так как данное условие удовлетворяется, то выбранные габариты поясов нам подходят.

По результатам подбора сечения компонуем сечение балки:



**5.3 Проверка прочности балки**

Определяем момент инерции:





Определяем момент сопротивления:



Определяем статический момент полусечения принятого сечения балки:





Проверку прочности проводят в соответствии с требованиями:





Данные условия выполняются.

При этом должно выполнятся условие:



где ух - нормальные напряжения в срединной плоскости стенки, параллельные оси балки;

уy - локальные напряжения, перпендикулярные оси балки.

Нормальные напряжения в срединной плоскости стенки, параллельные оси балки определяются по формуле:



Вычисление локальные напряжения, перпендикулярных оси балки, находятся исходя из условия:



где hст - строительная высота;

H - проектируемая высота.

Так как H< hст, следовательно, локальные напряжения уy, перпендикулярные оси балки, определяются по формуле:



где lef =bf+2tf =0,243+20,030=0,303 м - условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания.



Данное условие удовлетворено.

**5.4 Проверка общей устойчивости и жесткости балки**

Устойчивость балки не требуется проверять при отношении расчетной длины балки ef к ширине сжатого пояса bf не превышающем значения определяемого по формуле:



где lef - пролет между балками настила.

Для балки с отношением bf /tf =0,243/0,03=8,1<15, то в формуле (5.28) следует принимать bf /tf =15.



Так как данное условие выполнилось, то устойчивость балки не требуется проверять.

Проверку прогиба балки делать не нужно, если принятая высота h=1,1 (м) сечения больше минимальной hmin=0,9 (м).

**5.5 Проверка местной устойчивости элементов балки**

балка сварочный настил

Стенки балки следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если значение условной гибкости стенки балки w превышает 2,2 при наличии подвижной нагрузки на поясе балки.



В целях обеспечения устойчивости, стенку балки необходимо укреплять поперечными ребрами жесткости, так как значение условной гибкости балки w превышает 2,2.

Расстояние между основными поперечными ребрами жесткости не должно превышать 2hw=2,1 (м) при w >3,2.

Установим ребра жесткости:

а=2 (м) - расстояние между основными ребрами жесткости;- ширина выступающей части ребра bh:



Принимаем ширину выступающей части ребра bh =80(мм)=0,08(м).- толщина ребра:



Принимаем толщину ребра ts=6 (мм)=0,006 (м).

Устойчивость стенки балки, укрепленной поперечными ребрами жесткости, не требуется проверять, если при выполнении условия (5.24), условная гибкость стенки w не превышает 2,5.

В данном случает при выполнении условии (5,24), условная гибкость стенки w превышает значение 2,5 и равно 3,4, следовательно произведу проверку устойчивости стенки.

Проверка устойчивости стенки балки

Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при наличии местного напряжения следует выполнять по формуле:



уx, cr - критические нормальные напряжения в срединной плоскости стенки;

фcr - критические касательные напряжения;

уy, cr - критические местные напряжения.

Критические нормальные напряжения в срединной плоскости стенки определяются по формуле:



=35,5 - коэффициент для сварных балок принимаемый по таблице 21 [4] в зависимости от значения коэффициента.



= - коэффициент принимаемы по таблице 22[4]. Отсюда =.



Критические местные напряжения определяются по формуле:



1=83,6 - коэффициент, принимаемый для сварных балок по табл. 23[4] в зависимости от отношения a/hef=2/1,05=1,93 и значения =;

a - условная гибкость пластины, определяется по формуле:





Критические касательные напряжения определяются по формуле:



=a/hw=2/1.05=1,93 - отношение большей стороны пластинки к меньшей/





На основании неравенства получаем, что устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости обеспеченна.

Проверка местной устойчивости пояса балки

Проверку местной устойчивости пояса производить не нужно, так как при компоновке сечения выполнены требования (5.18).

**5.6 Расчет поясных швов главной балки**

При соединении поясов со стенкой двусторонними сварными швами, при соединении поперечных ребер жесткости в местах опирания балок настила, минимальный катет шва определяют по формулам:





=0,50,0073(1,1-0,03)=0,0039 (м3) - статический момент брутто пояса;

F=2Qбн - опорная реакция балки настила;

ef =0,2 (м) - условная длина распределения нагрузки;

Rwf, Rwz - расчетное сопротивление сварных угловых швов по металлу шва и по металлу границы сплавления соответственно;

Rwf=200 МПа - расчетные сопротивления металла швов сварных соединений для проволоки Св-08ГА;



вf и вz - коэффициенты, с пределом текучести свыше 530 МПа (5400 кгс/см2) независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки вf = 1,1 и вz = 1,15;

Q=864 (кН) -максимальное значение поперечной силы;

I=0,0054 (м4) - момент инерции.





Так как наибольшей толщиной при сварке стенки балки и пояса обладает пояс tf =30(мм), то катет шва задам K=7 (мм).

**Литература**

балка сварочный настил

1. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций: Учеб. пособие для строит. вузов/В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. - М.: Высш. шк., 1997.

. Металлические конструкции. Общий курс: Учеб. для вузов/Г.С. Ведеников, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; Под ред. Г.С. Веденикова. - М.: Стройиздат, 1998.

. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций: Учеб. пособие для техникумов. - М.: Стройиздат, 1991.

. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.

. Дедух А.Д. Альбом чертежей металлических конструкций: Учеб. Пособие к курсовому и дипломному проектированию для студентов всех форм обучения специальности ПГС (2903). - Челябинск: ЧГТУ, 1995.