Курсовая работа

«Конструирование и расчет балочной клетки и колонны при проектировании рабочей площадки производственного здания»

**Содержание**

1. Компоновка балочной клетки и выбор стали

2. Нормальный тип балочной клетки

2.1 Расчет железобетонного настила

2.2 Расчет балки настила

3. Усложненный тип балочной клетки

3.1 Расчет балки настила

3.2 Расчет вспомогательной балки

4. Выбор оптимального варианта балочной клетки

5. Расчет главной балки

5.1 Определение усилий

5.2 Компоновка сечения

5.3 Проверка прочности принятого сечения балки

5.4 Изменение сечения балки по длине

5.5 Проверка общей устойчивости балки

5.6 Проверка местной устойчивости элементов балки

5.7 Проверка жесткости главной балки

5.8 Расчет соединения пояса со стенкой

5.9 Конструирование и расчет опорной части главной балки

5.10 Проектирование монтажного стыка главной балки

6. Расчет колонн

6.1 Расчет колонны на устойчивость относительно материальной оси x–x

6.2 Расчет колонны на устойчивость относительно свободной оси y-y

6.3 Расчет планок

6.4 Конструирование и расчет оголовка сквозной колонны

6.5 Конструирование и расчет базы колонны

Список литературы

**1. Компоновка балочной клетки и выбор стали**

Исходные данные приняты по заданию.

В рабочих площадках применяют нормальный и усложненный тип балочных клеток. Нормальный тип включает главные балки и опирающиеся на них балки настила, непосредственно поддерживающие настил. В усложненном типе добавляются вспомогательные балки, укладываемые на главные, на них опираются балки настила и настил. В качестве настила используются железобетонные плиты.

Выбор класса стали производится по СНиП [1, табл. 50\*], Ry выбирается по [1, табл. 51\*]. Выбираю сталь С 255, с расчетным сопротивлением Ry = 240 МПа.

**2. Нормальный тип балочной клетки**

Настил – железобетонный.

Балки настила с шагом а1 = 1,5 м.

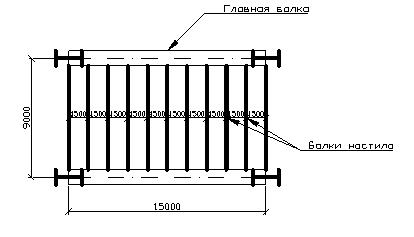


Рис. 1. Нормальный тип балочной клетки

**2.1 Расчет железобетонного настила**

При использовании в качестве несущего настила железобетонных плит их толщину принимаем расчетного пролета плиты lн и полезной нормативной нагрузки pn

Расчетный пролет настила, равный шагу балок настила lн = а1 = 1,5 м.

При нормативной полезной нагрузке pn = 20 кН/м2, принимаем толщину плиты tпл = 10 см. Нормативная нагрузка от веса железобетонной плиты (при плотности железобетона http://www.bestreferat.ru/images/paper/75/29/7372975.png)

http://www.bestreferat.ru/images/paper/76/29/7372976.png.

**2.2 Расчет балки настила**

Определяем нормативные и расчетные нагрузки.

Нормативная нагрузка на балку принимается равномерно распределенной

http://www.bestreferat.ru/images/paper/77/29/7372977.png.

Расчетная нагрузка

http://www.bestreferat.ru/images/paper/78/29/7372978.png

где g¦g = 1,1 – коэффициент надежности по нагрузке для постоянной нагрузки от железобетонных плит.

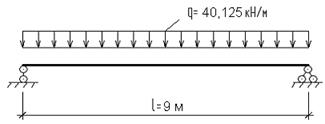


Рис. 2. Расчетная схема балки настила

Нормативный изгибающий момент

http://www.bestreferat.ru/images/paper/80/29/7372980.png.

Расчетный изгибающий момент

http://www.bestreferat.ru/images/paper/81/29/7372981.png.

Максимальная поперечная сила

http://www.bestreferat.ru/images/paper/82/29/7372982.png.

Требуемый момент сопротивления поперечного сечения балки при работе с учетом упругопластических деформаций

http://www.bestreferat.ru/images/paper/83/29/7372983.png.

По сортаменту принимаем I 50Б2, имеющий ближайший больший момент сопротивления http://www.bestreferat.ru/images/paper/84/29/7372984.pngстатический момент полусечения Sx = 970,2 см3; момент инерции сечения Ix = 42390 см4; площадь сечения А = 102,8 см2; ширина пояса bf = 200 мм; толщина пояса tf = 14 мм;

Уточняем коэффициент с1, M и Qc учетом собственного веса балки настила

Площадь пояса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/85/29/7372985.png

Площадь стенки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/86/29/7372986.png

Отношение

http://www.bestreferat.ru/images/paper/87/29/7372987.png

По табл. определяем коэффициент с1 = 1,11.

Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса балки настила длиной 1 м

http://www.bestreferat.ru/images/paper/88/29/7372988.png.

Нормативная нагрузка на балку настила с учетом собственного веса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/89/29/7372989.png.

Расчетная нагрузка с учетом собственного веса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/90/29/7372990.png.

Нормативный изгибающий момент с учетом собственного веса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/91/29/7372991.png.

Расчетный изгибающий момент с учетом собственного веса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/92/29/7372992.png.

Проверяем принятое сечение.

Проверка прочности

http://www.bestreferat.ru/images/paper/93/29/7372993.png

Проверка жесткости

http://www.bestreferat.ru/images/paper/94/29/7372994.png

где fu = l/208 = 4,33 см при пролете l = 9 м.

Принятое сечение удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

Определяем вес балки настила на 1м2 рабочей площадки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/95/29/7372995.png

**3. Усложненный тип балочной клетки**

Настил – железобетонный.

Балки настила с шагом а1 = 1,5 м.

Вспомогательные балки с шагом а2 = 5 м.

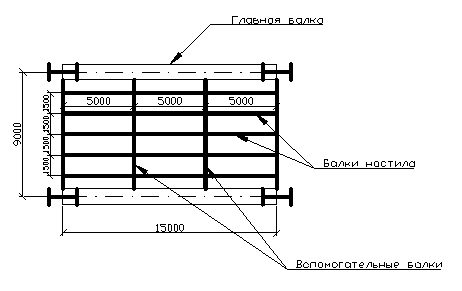


Рис. 3. Усложненный тип балочной клетки

**3.1 Расчет балки настила**

Толщина настила при шаге а1=1,5 м принимается как в нормальном типе балочной клетки (tн = 10 мм).

Пролет балки настила http://www.bestreferat.ru/images/paper/97/29/7372997.png.

Нормативная и расчетная нагрузки на балку настила принимаются как в нормальном типе балочной клетки: qn = 33,75 кН/м; q = 40,125 кН/м.

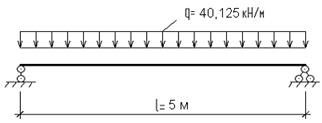


Рис. 4. Расчетная схема балки настила

Нормативный изгибающий момент

http://www.bestreferat.ru/images/paper/99/29/7372999.png.

Расчетный изгибающий момент

http://www.bestreferat.ru/images/paper/00/30/7373000.png.

Максимальная поперечная сила

http://www.bestreferat.ru/images/paper/01/30/7373001.png.

Требуемый момент сопротивления поперечного сечения балки при работе с учетом упругопластических деформаций

http://www.bestreferat.ru/images/paper/02/30/7373002.png.

По сортаменту принимаем I 35Б1, имеющий ближайший больший момент сопротивления http://www.bestreferat.ru/images/paper/03/30/7373003.pngстатический момент полусечения Sx = 328,6 см3; момент инерции сечения Ix = 10060 см4; площадь сечения А = 49,53 см2; ширина пояса bf = 155 мм; толщина пояса tf = 8,5 мм;

Уточняем коэффициент с1, M и Qc учетом собственного веса балки настила

Площадь пояса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/04/30/7373004.png

Площадь стенки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/05/30/7373005.png

Отношение

http://www.bestreferat.ru/images/paper/06/30/7373006.png

По табл. определяем коэффициент с1 = 1,1132.

Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса балки настила длиной 1 м

http://www.bestreferat.ru/images/paper/07/30/7373007.png.

Нормативная нагрузка на балку настила с учетом собственного веса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/08/30/7373008.png.

Расчетная нагрузка с учетом собственного веса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/09/30/7373009.png.

Нормативный изгибающий момент с учетом собственного веса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/10/30/7373010.png.

Расчетный изгибающий момент с учетом собственного веса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/11/30/7373011.png.

Проверяем принятое сечение.

Проверка прочности

http://www.bestreferat.ru/images/paper/12/30/7373012.png

Проверка жесткости

http://www.bestreferat.ru/images/paper/13/30/7373013.pngгде fu = l/183 = 2,73 см при пролете l = 5 м.

Принятое сечение удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

Определяем вес балки настила на 1м2 рабочей площадки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/14/30/7373014.png

**3.2 Расчет вспомогательной балки**

Пролет вспомогательной балки l = 9 м.

Нагрузка на вспомогательную балку передается от балок настила в виде равномерно распределенной.

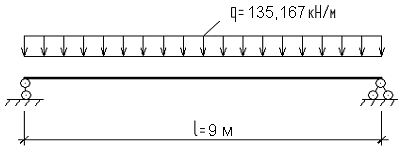


Рис. 5. Расчетная схема вспомогательной балки

**Нормативная нагрузка на вспомогательную балку**

http://www.bestreferat.ru/images/paper/16/30/7373016.png.

Расчетная нагрузка

http://www.bestreferat.ru/images/paper/17/30/7373017.png.

Нормативный изгибающий момент

http://www.bestreferat.ru/images/paper/18/30/7373018.png.

Расчетный изгибающий момент

http://www.bestreferat.ru/images/paper/19/30/7373019.png

Требуемый момент сопротивления

http://www.bestreferat.ru/images/paper/20/30/7373020.png.

По сортаменту принимаем I 90Б1, имеющий ближайший больший момент сопротивления http://www.bestreferat.ru/images/paper/21/30/7373021.pngстатический момент полусечения Sx = 3964 см3; момент инерции сечения Ix = 304400 см4; площадь сечения А = 247,1 см2; ширина пояса bf = 300 мм; толщина пояса tf = 18,5 мм;

Равномерно распределенная нагрузка от собственного веса вспомогательной балки длиной 1 м

http://www.bestreferat.ru/images/paper/22/30/7373022.png.

Нормативная нагрузка на балку настила с учетом собственного веса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/23/30/7373023.png.

Расчетная нагрузка с учетом собственного веса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/24/30/7373024.png.

Нормативный изгибающий момент с учетом собственного веса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/25/30/7373025.png.

Расчетный изгибающий момент с учетом собственного веса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/26/30/7373026.png.

Проверяем принятое сечение.

Проверка прочности

http://www.bestreferat.ru/images/paper/27/30/7373027.png

Проверка жесткости

http://www.bestreferat.ru/images/paper/28/30/7373028.pngгде fu = l/208 = 4,33 см при пролете l =9 м.

Принятое сечение удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

Определяем вес вспомогательной балки на 1м2 рабочей площадки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/29/30/7373029.png

**4. Выбор оптимального варианта балочной клетки**

Необходимо сравнить два варианта балочных клеток. Сравнение производится по расходу материала, а также по количеству балок, определяющему трудоемкость монтажа и стоимость перевозки. К дальнейшей разработке принимается наиболее рациональный вариант.

Анализ вариантов по показателям, представленных в табл. 1.

Таблица 1. Сравнение вариантов балочной клетки (расход на 1 м2 рабочей площадки)

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Наименование элемента | Нормальный тип | | | | Усложненный тип | | | |
| Расход железобетона,  м3/м2 | Расход стали,  кг/м2 | Стоимость,  руб./м2 | Коли-чество балок | Расход железобетона,  м3/м2 | Расход стали,  кг/м2 | Стои-  мость  руб./м2 | Ко-  ли-  чест-  во  ба-  лок |
| Настил | 0,1 | 0,1 |  |  |  |  |  |  |
| Балки  настила | 53,8 | 63 | 25,9 | 126 |  |  |  |  |
| Вспомогательные балки | – |  |  |  |  |  |  |  |
| Суммарный расход стали | 53,8 | 38,8 | 21 |  |  |  |  |  |
| Суммарный расход железобетона | 0,1 | 0,1 |  |  |  |  |  |  |

Принимаем к дальнейшей разработке нормальный тип балочной клетки:

– настил железобетонный, толщиной tн = 10 см;

– балки настила стальные с шагом а1 = 1,5 м.**5. Расчет главной балки**

Сечение сварной балки двутавровое симметричное, составленное из трех металлопрокатных листов. Выбираю сталь С 345, с расчетным сопротивлением Ry = 300 МПа (толщина проката 20÷40 мм).

**5.1 Определение усилий**

При частом расположении балок настила (шаг а1 = 1,5 м < l/5 = 15/5 = 3 м) сосредоточенную нагрузку, передаваемую на главную балку от балок настила, заменяем равномерно распределенной нагрузкой.

Расчетная схема главной балки представлена на рис.5.

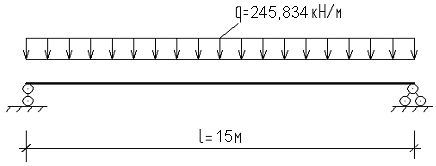


Рис. 6. Расчетная схема главной балки

Нормативная нагрузка

http://www.bestreferat.ru/images/paper/31/30/7373031.png.

Расчетная нагрузка

http://www.bestreferat.ru/images/paper/32/30/7373032.png

где b = 9 м – шаг главных балок.

Расчетный изгибающий момент в середине пролета

http://www.bestreferat.ru/images/paper/33/30/7373033.png

Нормативный изгибающий момент

http://www.bestreferat.ru/images/paper/34/30/7373034.png

Расчетная поперечная сила в опорном сечении

http://www.bestreferat.ru/images/paper/35/30/7373035.png

**5.2Компоновка сечения**

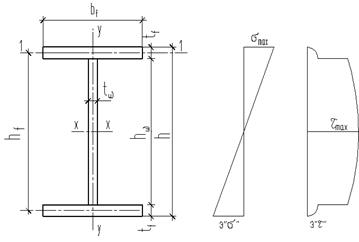


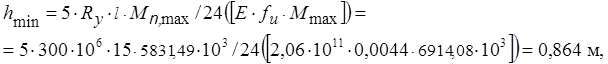
Рис. 7. Сечение главной балки

Балку рассчитываем в упругой стадии работы. Из условия прочности требуемый момент сопротивления балки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/37/30/7373037.png,

где Ry = 300 МПа при толщине проката более 20 мм;

Назначаем высоту сечения балки h, которая определяется максимально допустимым прогибом балки, связанным с жесткостью балки, экономическими соображениями и строительной высотой перекрытия Н, т.е. разностью отметок верха настила и верха габарита помещения под рабочей площадкой. Минимальная высота из условия жесткости



где fu = l/225 = 0,0044 при пролете l = 15 м – предельный прогиб главной балки.

Высота разрезной главной балки принимается в пределах (1/10…1/13)l = =(1,5…1,15 м). Предварительно принимаем высоту балки h = 1,5 м.

Оптимальная высота балки из условия наименьшего расхода стали

http://www.bestreferat.ru/images/paper/39/30/7373039.png

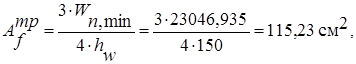
здесь tw – толщина стенки балки, предварительно определяемая по эмпирической зависимости tw = 7 + 3h/1000 = 7 + 3·1500/1000 = 11,5 мм.

Принимаем tw = 12 мм.

Максимально возможная высота балки

hстр = H – (tн + hбн + Δ) = (1080 –800) – (10 + 49,6 + 14) = 206,4 см,  
где Δ= fu + (30 …100 мм) = 6,67 + 7,33 = 14 см – размер, учитывающий предельный прогиб балки fu = 6,67 см и выступающие части, расположенные ниже нижнего пояса балки (толщина стыковых накладок, болты, элементы связей т.п.).

Требуемая площадь пояса



Ширина пояса bf = h/3 = 150/3 = 50 см.

Толщина пояса tf = http://www.bestreferat.ru/images/paper/41/30/7373041.png/ bf = 115,23/50 = 2,3 см.

Сравнивая полученные данные, окончательно назначаем высоту балки h = 1550 мм. Приняв толщину поясов tf= 25 мм, ширину поясов bf = 530 мм, стенку выполняем из листовой горячекатаной стали по ГОСТ 19903–74 высотой hw = 1500 мм и толщиной tw = 12 мм.

http://www.bestreferat.ru/images/paper/42/30/7373042.png

Проверяем необходимость постановки продольных ребер жесткости. Условная гибкость стенки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/43/30/7373043.png

следовательно, продольные ребра жесткости не требуются.

Проверяем местную устойчивость сжатого пояса, для чего отношение свеса пояса http://www.bestreferat.ru/images/paper/44/30/7373044.png= (530–12)/2 = 259 мм к его толщине tfдолжно быть не более предельного, определяемого по СНиП [1], http://www.bestreferat.ru/images/paper/45/30/7373045.png

Условие выполняется.

**5.3 Проверка прочности принятого сечения балки**

По назначенным размерам вычисляем фактические геометрические характеристики сечения:

– момент инерции

http://www.bestreferat.ru/images/paper/46/30/7373046.png

– момент сопротивления

http://www.bestreferat.ru/images/paper/47/30/7373047.png

– площадь сечения

http://www.bestreferat.ru/images/paper/48/30/7373048.png

По найденной площади A и плотности стального проката ρ = 7850 кг/м3 определяем вес 1 пог. м балки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/49/30/7373049.png

где k = 1,1 – конструктивный коэффициент, учитывающий увеличение веса балки за счет ребер жесткости, накладок и т.п.

Уточняем расчетные значения изгибающего момента M и поперечной силы Qс учетом собственного веса главной балки, для этого определяем:

– нормативную нагрузку

http://www.bestreferat.ru/images/paper/50/30/7373050.png

– расчетную нагрузку

http://www.bestreferat.ru/images/paper/51/30/7373051.png

– расчетный изгибающий момент

http://www.bestreferat.ru/images/paper/52/30/7373052.png

– нормативный изгибающий момент

http://www.bestreferat.ru/images/paper/53/30/7373053.png

– поперечную силу

http://www.bestreferat.ru/images/paper/54/30/7373054.png

Проверка прочности балки по нормальным напряжениям

http://www.bestreferat.ru/images/paper/55/30/7373055.png

Недонапряжение в балке составляет

http://www.bestreferat.ru/images/paper/56/30/7373056.png

что допустимо в составном сечении согласно СНиП [1].

http://www.bestreferat.ru/images/paper/57/30/7373057.pngПрочность балки обеспечена.

**5.4 Изменение сечения балки по длине**

Сечение составной балки, подобранное по максимальному изгибающему моменту в середине пролета, можно уменьшить в местах снижения моментов. Наибольший эффект дает симметричное изменение сечения на расстоянии x = l/6 от опор. Наиболее простым является изменение сечения за счет уменьшения ширины пояса (рис.7).

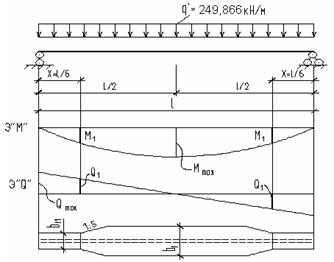


Рис. 8. Изменение сечения балки по длине

Стыкуем сжатый и растянутый пояса прямым сварным швом с выводом концов шва на подкладки с применением полуавтоматической сварки без использования физических способов контроля качества швов. Расчетное сопротивление таких сварных соединений при растяжении принимается пониженным

http://www.bestreferat.ru/images/paper/59/30/7373059.png

Для снижения концентрации напряжений при сварке встык элементов разной ширины на элементе большей ширины делаем скосы с уклоном 1:5. Определяем расчетный момент и перерезывающую силу на расстоянии http://www.bestreferat.ru/images/paper/60/30/7373060.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/61/30/7373061.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/62/30/7373062.png

Определяем требуемые:

–момент сопротивления измененного сечения, исходя из прочности сварного стыкового шва, работающего на растяжение,

http://www.bestreferat.ru/images/paper/63/30/7373063.png

Требуемая площадь пояса http://www.bestreferat.ru/images/paper/64/30/7373064.png

Толщина пояса bf1 = http://www.bestreferat.ru/images/paper/65/30/7373065.png/ tf = 74,08/2,5 = 29,63 см.

По конструктивным требования ширина пояса должна отвечать условиям:

– http://www.bestreferat.ru/images/paper/66/30/7373066.png

– http://www.bestreferat.ru/images/paper/67/30/7373067.png

– http://www.bestreferat.ru/images/paper/68/30/7373068.png

По сортаменту принимаем измененный пояс из универсальной стали сечением 300´25 мм, площадью http://www.bestreferat.ru/images/paper/69/30/7373069.png

Вычисляем геометрические характеристики измененного сечения:

– момент инерции

http://www.bestreferat.ru/images/paper/70/30/7373070.png

– момент сопротивления

http://www.bestreferat.ru/images/paper/71/30/7373071.png

– статический момент пояса относительно нейтральной оси х-х

http://www.bestreferat.ru/images/paper/72/30/7373072.png

– статический момент половины сечения относительно оси х-х

http://www.bestreferat.ru/images/paper/73/30/7373073.png

Производим проверку прочности балки в месте изменения ее сечения в краевом участке стенки на уровне поясных швов на наиболее неблагоприятное совместное действие нормальных и касательных напряжений, для чего определяем:

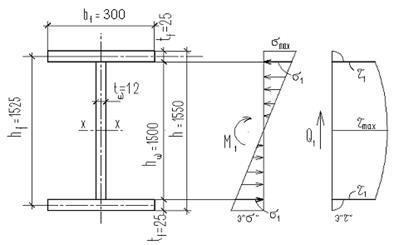
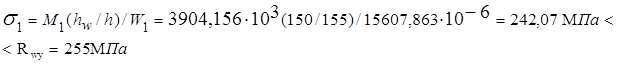


Рис. 9. К проверке прочности балки

– нормальные напряжения



– касательные напряжения

http://www.bestreferat.ru/images/paper/76/30/7373076.png

– приведенные напряжения

http://www.bestreferat.ru/images/paper/77/30/7373077.png

где 1,15 – коэффициент, учитывающий локальное развитие пластических деформаций в стенке балки.

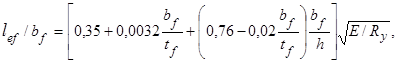
Проверка прочности на срез по касательным напряжениям

http://www.bestreferat.ru/images/paper/78/30/7373078.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/57/30/7373057.pngПрочность балки обеспечена.

**5.5 Проверка общей устойчивости балки**

Общая устойчивость балки считается обеспеченной при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, а также, если соблюдается условие: отношение расчетной длины балки lef к ширине сжатого пояса bf не превышает критическое, определяемое по формуле



где lef= 1,5 м – расстояние между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений, равное шагу балок настила a1.

В середине пролета балки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/80/30/7373080.png

В месте уменьшения сечения балки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/81/30/7373081.png

Устойчивость балки обеспечена.

**5.6 Проверка местной устойчивости элементов балки**

5.6.1. Проверка местной устойчивости сжатого пояса не требуется, так как она была обеспечена надлежащим выбором отношения свеса пояса к толщине (см.п.5.2).

5.6.2. Проверка местной устойчивости стенки балки

Определяем условную гибкость стенки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/82/30/7373082.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/83/30/7373083.png,

следовательно, поперечные ребра жесткости необходимы. Расстояние между основными поперечными ребрами aне должно превышать 2hwпри `lw > 3,2. Расстояние между ребрами назначаем http://www.bestreferat.ru/images/paper/84/30/7373084.png, что увязывается с шагом балок настила.

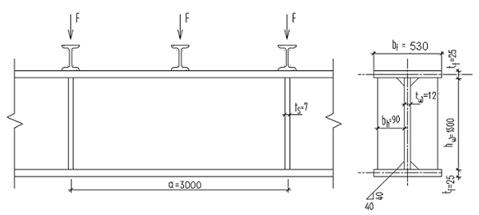


Рис. 10. Схема балки, укрепленная поперечными ребрами жесткости

Ширина выступающей части парного ребра

http://www.bestreferat.ru/images/paper/86/30/7373086.png

Толщина ребраhttp://www.bestreferat.ru/images/paper/87/30/7373087.png

Принимаем ребро жесткости из полосовой стали 90´7 мм. Ребра жесткости привариваются к стенке непрерывными угловыми швами минимальной толщины. Торцы ребер должны имеют скосы с размерами 30´30 мм.

Т.к. http://www.bestreferat.ru/images/paper/88/30/7373088.png, то требуется проверка стенки на местную устойчивость.

Проверяем местную устойчивость стенки в среднем отсеке (рис.11).

Так как а = 3 м > hw = 1,5 м, определяем Mср и Qср по середине условного отсека шириной, равной половине высоты стенки hw, для чего вычисляем величины моментов и поперечных сил в середине расчетного участка (хср = 6,75 м) :

http://www.bestreferat.ru/images/paper/89/30/7373089.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/90/30/7373090.png

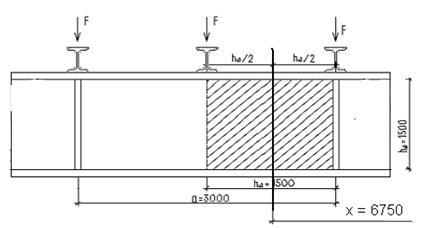


Рис. 11. К проверке местной устойчивости стенки в среднем отсеке

Краевое напряжение сжатия в стенке

http://www.bestreferat.ru/images/paper/92/30/7373092.png

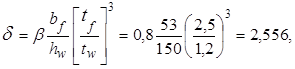
Среднее касательное напряжение в отсеке

http://www.bestreferat.ru/images/paper/93/30/7373093.png

Критическое нормальное напряжение

http://www.bestreferat.ru/images/paper/94/30/7373094.png

где cсr – коэффициент, определяемый по [1, табл.21] в зависимости от значения коэффициента



который учитывает степень упругого защемления стенки в поясах;

Коэффициент cсr = 33,6614 (определен линейной интерполяцией).

http://www.bestreferat.ru/images/paper/96/30/7373096.png.

Критическое касательное напряжение определяется по формуле

http://www.bestreferat.ru/images/paper/97/30/7373097.png

где http://www.bestreferat.ru/images/paper/98/30/7373098.pngздесь d – меньшая из сторон отсека

http://www.bestreferat.ru/images/paper/99/30/7373099.pngследовательно,

http://www.bestreferat.ru/images/paper/00/31/7373100.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/01/31/7373101.png – отношение большей стороны отсека к меньшей.

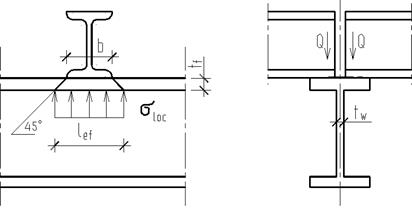


Рис. 12. Поэтажное сопряжение балок

http://www.bestreferat.ru/images/paper/03/31/7373103.png

где F– расчетное значение сосредоточенной силы, при поэтажном сопряжении балок равное двум реакциям от балок настила http://www.bestreferat.ru/images/paper/04/31/7373104.pngF=2Qmax=2·184,374=368,75 кН; http://www.bestreferat.ru/images/paper/05/31/7373105.png условная длина распределения сосредоточенной нагрузки (b = 200 мм – ширина пояса балки настила; tf = 25 мм – толщина верхнего пояса главной балки).

При принятом шаге поперечных ребер жесткости а = 3 м, отношение http://www.bestreferat.ru/images/paper/06/31/7373106.png

Отношение http://www.bestreferat.ru/images/paper/07/31/7373107.png– предельного значения, определенного при http://www.bestreferat.ru/images/paper/08/31/7373108.png иhttp://www.bestreferat.ru/images/paper/09/31/7373109.png линейной интерполяцией по [1, табл.24].

Локальное критическое напряжение

http://www.bestreferat.ru/images/paper/10/31/7373110.png

где с1 = 58,3 – коэффициент, определенный по [1, табл.23] в зависимости от δ;

http://www.bestreferat.ru/images/paper/11/31/7373111.png

Проверяем местную устойчивость стенки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/12/31/7373112.png.

Стенка устойчива.

**5.7 Проверка жесткости главной балки**

При равномерно распределенной нагрузке на балку

http://www.bestreferat.ru/images/paper/13/31/7373113.pngгде α = 1,03 – коэффициент, учитывающий увеличение прогиба балки за счет уменьшения ее жесткости у опор, вызванного изменением сечения балки по длине.

**5.8 Расчет соединения пояса со стенкой**

Соединение выполняется автоматической сваркой угловыми непрерывными швами одинаковой толщины по всей длине балки.

Сравниваем

http://www.bestreferat.ru/images/paper/14/31/7373114.png

Поясные швы при http://www.bestreferat.ru/images/paper/15/31/7373115.png рассчитываются по металлу шва по формуле

http://www.bestreferat.ru/images/paper/16/31/7373116.png

где http://www.bestreferat.ru/images/paper/17/31/7373117.png –усилие на единицу длины шва (1 см) от поперечной силы Qmax на опоре, сдвигающее пояс относительно стенки;

Sf – статический момент пояса относительно нейтральной оси;

http://www.bestreferat.ru/images/paper/18/31/7373118.png – при расчете по металлу шва;

βz = 1,15 – при расчете по металлу границы сплавления;

http://www.bestreferat.ru/images/paper/19/31/7373119.pngи http://www.bestreferat.ru/images/paper/20/31/7373120.png– коэффициенты условий работы шва, равные 1;

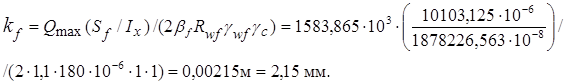
http://www.bestreferat.ru/images/paper/21/31/7373121.png – расчетное сопротивление сварного соединения при расчете по металлу шва, принимаемое по [1,табл. 56\*] в зависимости от марки сварочной проволоки, которую выбирают по [1,табл. 55\*] для автоматической сварки стали принятого класса;

http://www.bestreferat.ru/images/paper/22/31/7373122.png – расчетное сопротивление сварного соединения при расчете по границе сплавления;

http://www.bestreferat.ru/images/paper/23/31/7373123.png – нормативное сопротивление основного металла, принимаемое по [1,табл.51\*].

http://www.bestreferat.ru/images/paper/24/31/7373124.png

Определяем требуемый катет сварного шва



Согласно [1,табл.38\*] при толщине более толстого из свариваемых элементов tf = 25 мм конструктивно принимаем минимальный катет шва для автоматической сварки http://www.bestreferat.ru/images/paper/26/31/7373126.png

**5.9 Конструирование и расчет опорной части главной балки**

Передача нагрузки от главной балки, установленной сверху на колонну, осуществляется через торцевое опорное ребро. Торец ребра рассчитывается на смятие, для чего он острагивается. Выступающая часть а не должна быть больше 1,5th (рис. 13) и принимается 20 мм.

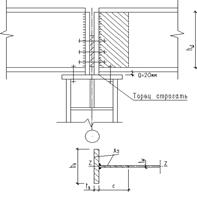


Рис. 13. К расчету опорной части балки

Опорная реакция http://www.bestreferat.ru/images/paper/28/31/7373128.png

Определяем площадь смятия торца ребра

http://www.bestreferat.ru/images/paper/29/31/7373129.png

где http://www.bestreferat.ru/images/paper/30/31/7373130.png – расчетное сопротивление торцевой поверхности принимается по [1,табл.51\*].

Принимая ширину ребра, равной ширине пояса балки у опоры http://www.bestreferat.ru/images/paper/31/31/7373131.png определяем толщину ребра

http://www.bestreferat.ru/images/paper/32/31/7373132.png

По конструктивным соображениям рекомендуется толщину опорного ребра принимать http://www.bestreferat.ru/images/paper/33/31/7373133.png.

Принимаем опорное ребро из листа 300´16 мм с площадью Ah = 48 см2.

Местная устойчивость ребра проверяется по формуле

http://www.bestreferat.ru/images/paper/34/31/7373134.png

Ребро устойчиво.

Опорная часть главной балки из своей плоскости (относительно оси z-z) проверяется на устойчивость как условная центрально-сжатая стойка с расчетной длиной http://www.bestreferat.ru/images/paper/35/31/7373135.png. Расчетное сечение включает в себя площадь опорного ребра Ah и площадь устойчивого участка стенки, примыкающего к ребру, шириной

http://www.bestreferat.ru/images/paper/36/31/7373136.png

Определяем площадь стойки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/37/31/7373137.png

Момент инерции

http://www.bestreferat.ru/images/paper/38/31/7373138.png

Радиус инерции

http://www.bestreferat.ru/images/paper/39/31/7373139.png

Гибкость

http://www.bestreferat.ru/images/paper/40/31/7373140.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/41/31/7373141.png

По формуле 8 [1] φ = 0,959 – коэффициент продольного изгиба

Условие устойчивости центрально-сжатой стойки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/42/31/7373142.png

Опорная часть балки устойчива.

**5.10 Проектирование монтажного стыка главной балки**

**5.10.1. Монтажный стык на сварке**

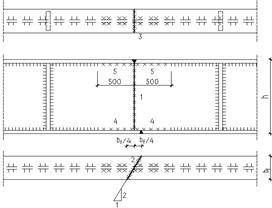


Рис. 14. Монтажный стык главной балки на сварке

Стык элементов балки осуществляется стыковыми швами. Расчетные сопротивления сварных соединений для любого вида сварки принимаются: при сжатии соединения независимо от методов контроля качества швов Rwy = Ry; при растяжении и изгибе с физическим контролем качества швов – Rwy = Ry, непроверенного физическими методами контроля – Rwy = 0,85Ry.

На монтаже физические способы контроля затруднены, поэтому расчет растянутого стыкового соединения производится по его пониженному расчетному сопротивлению. Сжатый верхний пояс и стенка соединяются прямым швом, растянутый пояс – косым швом для увеличения длины шва, так как действительное напряжение в поясе σ превышает Rwy.

Для обеспечения качественного соединения при ручной сварке, сваривая элементы толщиной более 10 мм, производится V-образная разделка кромок.

Для уменьшения сварочных напряжений соблюдается определенный порядок сварки (на рис.14 показанный цифрами): сначала свариваются поперечные стыковые швы стенки и поясов, имеющие наибольшую усадку, последними завариваются угловыми швами, имеющими небольшую продольную усадку, участки длиной по 500 мм, оставленные незаверенными на заводе. Это позволяет при монтаже совместить торцы свариваемых элементов отправочных марок, имеющих отклонение в размерах в пределах технологических допусков, и дает возможность поясным листам несколько вытянуться при усадке поперечных швов. Для ручной сварки монтажных стыков применяются электроды Э50.

**5.10.2 Монтажный стык на высокопрочных болтах**

Монтажные стыки на высокопрочных болтах выполняются с накладками: по три на каждом поясе и по две на стенке (рис.15).

Стык осуществляем высокопрочными болтами db = 20 мм из стали 40Х «селект», имеющей наименьшее временное сопротивление http://www.bestreferat.ru/images/paper/44/31/7373144.png.

Способ регулирования натяжения высокопрочных болтов принимаем по M (моменту закручивания). Расчетное усилие Qbh, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяется по формуле

http://www.bestreferat.ru/images/paper/45/31/7373145.png

где http://www.bestreferat.ru/images/paper/46/31/7373146.png – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта;

http://www.bestreferat.ru/images/paper/47/31/7373147.png – площадь сечения нетто болта db = 20 мм.

http://www.bestreferat.ru/images/paper/48/31/7373148.png – коэффициент трения, принимаемый в зависимости от обработки поверхности по [1,табл.36\*] (принят газопламенный способ обработки поверхностей);

http://www.bestreferat.ru/images/paper/49/31/7373149.png – коэффициент надежности, принимаемый при статической нагрузке и разности номинальных диаметров отверстий и болтов http://www.bestreferat.ru/images/paper/50/31/7373150.png с использованием регулирования натяжения болтов по М при газопламенном способе обработки поверхностей;

gb – коэффициент условий работы соединения, зависящий от количества болтов n, необходимых для восприятия расчетного усилия, и принимаемый равным 1,0 при n³ 10.

Определяем

http://www.bestreferat.ru/images/paper/51/31/7373151.png

Расчёт стыков поясов и стенки производим раздельно. Приравнивая кривизну балки в целом http://www.bestreferat.ru/images/paper/52/31/7373152.png, где r – радиус кривизны, кривизне ее составляющих: стенки Mw /(EIw) и поясов Mf /(EIf), находим изгибающие моменты в стенке Mw и поясах Mf, которые распределяются пропорционально их жесткостям, соответственно EIw и ЕIf. Момент инерции стенки http://www.bestreferat.ru/images/paper/53/31/7373153.png момент инерции поясов

http://www.bestreferat.ru/images/paper/54/31/7373154.png

Изгибающий момент в стенке

http://www.bestreferat.ru/images/paper/55/31/7373155.png

Изгибающий момент в поясах

http://www.bestreferat.ru/images/paper/56/31/7373156.png

Расчет стыка пояса. Расчетное усилие в поясе определяется по формуле

http://www.bestreferat.ru/images/paper/57/31/7373157.png

Количество болтов nна каждую сторону от центра стыка балки для прикрепления накладок пояса определяем по формуле

http://www.bestreferat.ru/images/paper/58/31/7373158.png

где ks = 2 – количество поверхностей трения соединяемых элементов.

Принимаем 28 болтов и размещаем их согласно рис.15.

Диаметр отверстия d под болт делается на 3 мм больше db. Назначаем отверстие d = 23 мм.

Минимальное расстояние между центрами болтов (шаг болтов) аmin в расчетных соединениях определяется условиями прочности основного металла, принимается в любом направлении равным amin = 2,5d = 2,5·23 = 57,5 мм.

Принимаем а = 60 мм.

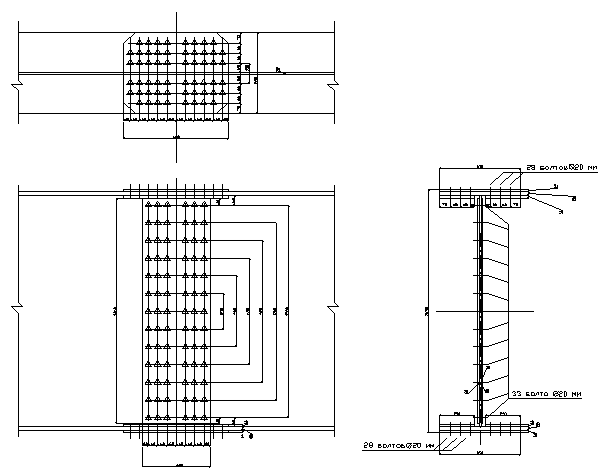


Рис. 15. Монтажный стык главной балки на высокопрочных болтах

Максимальное расстояние между болтами определяется устойчивостью сжатых частей элементов в промежутках между болтами (в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков amax≤ 12t = 12\*14 = 168 мм, где t – толщина наиболее тонкого наружного элемента), и условием плотности соединения http://www.bestreferat.ru/images/paper/60/31/7373160.png

Минимальное расстояние от центра болта до края элемента для высокопрочных болтов в любом направлении усилия

http://www.bestreferat.ru/images/paper/61/31/7373161.png

Принимаем с = 50 мм.

Ширина верхней накладки пояса bnfпринимается равной ширине пояса

bf= 530 мм; ширина каждой нижней накладки пояса

http://www.bestreferat.ru/images/paper/62/31/7373162.png

Требуемая площадь сечения накладки определится

http://www.bestreferat.ru/images/paper/63/31/7373163.png

Толщина каждой накладки пояса определяется

http://www.bestreferat.ru/images/paper/64/31/7373164.png

Принимаем верхнюю накладку из листа 680´530´14 мм площадью сечения Аnf = 74,2 см2; и две нижних из листа 680´230´14 мм с площадью сеченияhttp://www.bestreferat.ru/images/paper/65/31/7373165.png

Суммарная площадь накладок

http://www.bestreferat.ru/images/paper/66/31/7373166.png

Горизонтальные болты располагаем в 6 рядов на одной полунакладке.

Две вертикальные накладки, перекрывающие стенку балки, по длине (высоте) выполняются с учетом расстояния между краем накладки и поясом, которое включает в себя толщину горизонтальных поясных накладок tnf и конструктивный зазор D = 6…15 мм

http://www.bestreferat.ru/images/paper/67/31/7373167.png

Толщина одной вертикальной накладки tnw принимаем равной толщине стенки tw за вычетом 2 мм. tnw = 10 мм.

Максимальное расстояние между крайними горизонтальными рядами болтов с учетом с = 50 мм

http://www.bestreferat.ru/images/paper/68/31/7373168.png

Расчет стыка стенки. Расчетный момент, приходящийся на стенку, уравновешивается суммой внутренних пар усилий, действующих на болты. Максимальное горизонтальное усилие Nmax от изгибающего момента, действующее на каждый крайний наиболее напряженный болт, не должно быть больше несущей способности Qbh.

Условие прочности соединения

http://www.bestreferat.ru/images/paper/69/31/7373169.png

где ai – соответствующие расстояния между парами сил, возникающих в болтах (рис.14);

m – число вертикальных рядов болтов на полунакладке.

Для определения числа рядов болтов по вертикали k и назначения их шага а вычисляем коэффициент стыка

http://www.bestreferat.ru/images/paper/70/31/7373170.png

Находим число рядов при a = 2,19 по таблице.

Принимаем k = 11 и a = 2,2 > 2,19.

Определяем шаг болтов по вертикали

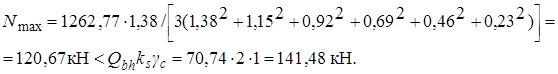
http://www.bestreferat.ru/images/paper/71/31/7373171.png

Необходимо увеличивать количество болтов в одном вертикальном ряду, т.к. а = 136 мм > 12tnw = 120 мм. Принимаю k = 13,

http://www.bestreferat.ru/images/paper/72/31/7373172.png

Шаг a округляется до 5 мм и он укладывается целое число раз в расстоянии между крайними рядами болтов amax. Окончательно принимаем 13 рядов болтов по высоте с шагом а = 115 мм.

Проверяем стык стенки



Условие выполняется.

**6. Расчет колонн**

Рассчитываются центрально-сжатые сквозные колонны. Стержень сквозной колонны состоит из двух ветвей (прокатных двутавров), связанных между собой соединительной решеткой в виде планок, которые обеспечивают совместную работу ветвей.

**6.1 Расчет колонны на устойчивость относительно материальной оси x– x**

http://www.bestreferat.ru/images/paper/74/31/7373174.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/75/31/7373175.png

где lгеом – геометрическая длина колонны от фундамента до низа главной балки, равная отметке настила рабочей площадки за вычетом фактической строительной высоты перекрытия, состоящей из высоты главной балки на опоре ho, высоты балок настила hбн и толщины настила tн, плюс заглубление базы колонны ниже отметки чистого пола, принимаемое 0,6м,

http://www.bestreferat.ru/images/paper/76/31/7373176.png

Коэффициент μх = 1 (принята расчетная схема «шарнир-шарнир»)

Предварительно задались λx = 80, и определили φ = 0,686 по [1,табл.72].

Определяем требуемую площадь сечения одной ветви:

http://www.bestreferat.ru/images/paper/77/31/7373177.png

По Атр принимаю по сортаменту два двутавра I 55Б2 имеющих следующие характеристики:

Ab = 124,75 см2; A = 2Ab = 124,75×2 = 249,5 см2; ix = 22,43 см; iy1 = 4,7 см; Ix = 62790 см4;Iy1 = 2760 см4;линейная плотность (масса 1пог.м) равна 97,9 кг/м; высота сечения Н = 54,7 см; толщина стенки d = 10 мм, ширина полки bb = 220 мм.

Проверяем устойчивость колонны относительно материальной оси, для чего определяем

http://www.bestreferat.ru/images/paper/78/31/7373178.pngи по λx определяем http://www.bestreferat.ru/images/paper/79/31/7373179.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/80/31/7373180.pngгде gс = 1 – коэффициент условий работы по [1,табл.6].

Предельная гибкость колонны http://www.bestreferat.ru/images/paper/81/31/7373181.png

где

http://www.bestreferat.ru/images/paper/82/31/7373182.png– коэффициент, учитывающий недонапряжение колонны.

Условие выполняется.

**6.2 Расчет колонны на устойчивость относительно свободной оси y- y**

http://www.bestreferat.ru/images/paper/83/31/7373183.png

Коэффициент μy = 2 (принята расчетная схема «консоль»)

Подбор сечения колонн относительно оси y-y производится из условия ее равноустойчивости (равенства гибкости λx относительно x-x и приведенной гибкости λefотносительно оси y-y), которое достигается за счет изменения расстояния между ветвями bo.

Приведенная гибкость lef определяется по [1,табл.7] для колонны с планками

http://www.bestreferat.ru/images/paper/84/31/7373184.png при http://www.bestreferat.ru/images/paper/85/31/7373185.png и

http://www.bestreferat.ru/images/paper/86/31/7373186.pngпри http://www.bestreferat.ru/images/paper/87/31/7373187.png

где http://www.bestreferat.ru/images/paper/88/31/7373188.png – теоретическая гибкость стержня колонны относительно оси y-y;

http://www.bestreferat.ru/images/paper/89/31/7373189.png – гибкость ветви колонны относительно оси 1-1;

http://www.bestreferat.ru/images/paper/90/31/7373190.png – момент инерции сечения одной планки относительно

собственной оси z-z;

Iy1 – момент инерции ветви относительно оси 1-1 (по сортаменту);

lb – расстояние между планками по центрам тяжести;

lob– расстояние между планками в свету;

bo– расстояние между центрами тяжести ветвей колонны;

http://www.bestreferat.ru/images/paper/91/31/7373191.png – отношение погонных жесткостей ветви и планки;

A – площадь сечения всего стержня колонны;

Приравнивая http://www.bestreferat.ru/images/paper/92/31/7373192.png находим требуемое значение гибкости относительно свободной оси

http://www.bestreferat.ru/images/paper/93/31/7373193.png

где l1 = 35 – предварительно принятая гибкость ветви.

По λy находим радиус инерции

http://www.bestreferat.ru/images/paper/94/31/7373194.png

Воспользовавшись приближенными значениями радиусов инерции по [6,табл.11], определяем ширину сечения

http://www.bestreferat.ru/images/paper/95/31/7373195.png

Принимаем b = 920 мм и b0 = b = 920 мм, b0 – расстояние между центрами тяжести ветвей.

Расстояние в свету между полками двутавров

http://www.bestreferat.ru/images/paper/96/31/7373196.png

Расстояние между ветвями увеличивать не требуется.

Проверка колонны на устойчивость относительно оси у-у.

До проверки устойчивости колонны нужно скомпоновать сечение стержня, установить расстояние между планками, запроектировать планки, определить их размеры.

Расчетная длина ветви

http://www.bestreferat.ru/images/paper/97/31/7373197.png

Принимаем расстояние в свету между планками lob = 160 см.

Длина планки bпл принимается равной расстоянию в свету между ветвями плюс напуск на ветви по 25 мм

http://www.bestreferat.ru/images/paper/98/31/7373198.png

Высоту планок hпл устанавливают в пределах (0,5…0,8)b=475…736 мм, где b = 920 мм – ширина сечения. Принимаем hпл = 500 мм.

Толщина планок принимается по условиям местной устойчивости и должна быть

http://www.bestreferat.ru/images/paper/99/31/7373199.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/00/32/7373200.png.

Окончательно принимаем планку из листа 750´500´18 мм.

Момент инерции стержня относительно оси у-у

http://www.bestreferat.ru/images/paper/01/32/7373201.png

Радиус инерции

http://www.bestreferat.ru/images/paper/02/32/7373202.png

Гибкость

http://www.bestreferat.ru/images/paper/03/32/7373203.png

Для вычисления приведенной гибкости λefотносительно свободной оси проверяется отношение погонных жесткостей планки и ветви

http://www.bestreferat.ru/images/paper/04/32/7373204.png

где http://www.bestreferat.ru/images/paper/05/32/7373205.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/06/32/7373206.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/07/32/7373207.png

Приведенная гибкость

http://www.bestreferat.ru/images/paper/08/32/7373208.png

По [1,табл.72] в зависимости от lef находим коэффициент продольного изгиба j = 0,775.

Производим проверку

http://www.bestreferat.ru/images/paper/09/32/7373209.png

Устойчивость обеспечена.

Недонапряжение составило

http://www.bestreferat.ru/images/paper/10/32/7373210.png

Условие не выполняется.

Поэтому принимаю по сортаменту два двутавра I 50Б1 имеющих следующие характеристики:

Ab = 92,98 см2; A = 2Ab = 92,98×2 = 185,96 см2; ix = 20 см; iy1 = 4,16 см; Ix = 37160 см4;Iy1 = 1606 см4;линейная плотность (масса 1пог.м) равна 73 кг/м; высота сечения Н = 49,2 см; толщина стенки d = 8,8 мм, ширина полки bb = 200 мм.

Проверяем устойчивость колонны относительно материальной оси, для чего определяем

http://www.bestreferat.ru/images/paper/11/32/7373211.pngи по λx определяем http://www.bestreferat.ru/images/paper/12/32/7373212.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/13/32/7373213.pngгде gс = 1 – коэффициент условий работы по [1,табл.6].

Предельная гибкость колонны http://www.bestreferat.ru/images/paper/14/32/7373214.png

где

http://www.bestreferat.ru/images/paper/15/32/7373215.png–

коэффициент, учитывающий недонапряжение колонны.

Условие выполняется.

**Расчет колонны на устойчивость относительно свободной оси y-y**

http://www.bestreferat.ru/images/paper/83/31/7373183.png

Коэффициент μy = 2 (принята расчетная схема «консоль»)

Подбор сечения колонн относительно оси y-y производится из условия ее равноустойчивости (равенства гибкости λx относительно x-x и приведенной гибкости λefотносительно оси y-y), которое достигается за счет изменения расстояния между ветвями bo.

Приведенная гибкость lef определяется по [1,табл.7] для колонны с планками

http://www.bestreferat.ru/images/paper/84/31/7373184.png при http://www.bestreferat.ru/images/paper/85/31/7373185.png

Приравнивая http://www.bestreferat.ru/images/paper/92/31/7373192.png находим требуемое значение гибкости относительно свободной оси

Задаюсь http://www.bestreferat.ru/images/paper/16/32/7373216.png

По λy находим радиус инерции

http://www.bestreferat.ru/images/paper/17/32/7373217.png

Воспользовавшись приближенными значениями радиусов инерции по [6,табл.11], определяем ширину сечения

http://www.bestreferat.ru/images/paper/18/32/7373218.png

Принимаем b = 900 мм.

Расстояние в свету между полками двутавров

http://www.bestreferat.ru/images/paper/19/32/7373219.png

Расстояние между ветвями увеличивать не требуется.

Проверка колонны на устойчивость относительно оси у-у.

До проверки устойчивости колонны нужно скомпоновать сечение стержня, установить расстояние между планками, запроектировать планки, определить их размеры.

Расчетная длина ветви

http://www.bestreferat.ru/images/paper/20/32/7373220.png

Принимаем расстояние в свету между планками lob = 126 см.

Длина планки bпл принимается равной расстоянию в свету между ветвями плюс напуск на ветви по 30 мм

http://www.bestreferat.ru/images/paper/21/32/7373221.png

Высоту планок hпл устанавливают в пределах (0,5…0,8)b=450…720 мм, где b = 900 мм – ширина сечения. Принимаем hпл = 540 мм.

Толщина планок принимается по условиям местной устойчивости и должна быть

http://www.bestreferat.ru/images/paper/22/32/7373222.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/23/32/7373223.png.

Окончательно принимаем планку из листа 760´540´20 мм.

Все найденные размеры отражены на рис.16.

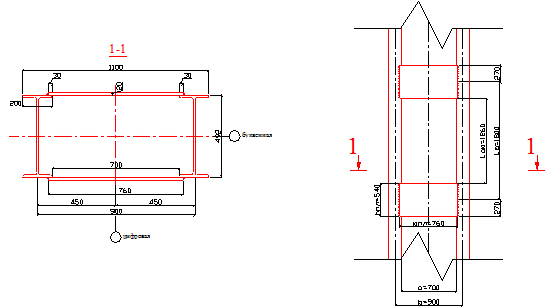


Рис. 16. Составной стержень колонны на планках

Момент инерции стержня относительно оси у-у

http://www.bestreferat.ru/images/paper/25/32/7373225.png

Радиус инерции

http://www.bestreferat.ru/images/paper/26/32/7373226.png

Гибкость

http://www.bestreferat.ru/images/paper/27/32/7373227.png

Для вычисления приведенной гибкости λefотносительно свободной оси проверяется отношение погонных жесткостей планки и ветви

http://www.bestreferat.ru/images/paper/28/32/7373228.png

где http://www.bestreferat.ru/images/paper/29/32/7373229.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/30/32/7373230.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/31/32/7373231.png

Приведенная гибкость

http://www.bestreferat.ru/images/paper/32/32/7373232.png

По [1,табл.72] в зависимости от lef находим коэффициент продольного изгиба j = 0,848.

Производим проверку

http://www.bestreferat.ru/images/paper/33/32/7373233.png

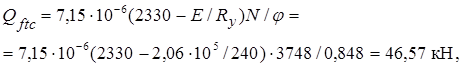
Устойчивость обеспечена.

Недонапряжение составило

**http://www.bestreferat.ru/images/paper/34/32/7373234.png**

**6. 3 Расчет планок**

Расчет соединительных планок сжатых составных стержней выполняется на условную поперечную силу Qfic, принимаемую постоянной по всей длине стержня колонны и определяемую по формуле



где j = 0,848 – коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов.

Поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани

http://www.bestreferat.ru/images/paper/36/32/7373236.png

Сдвигающая сила в месте прикрепления планки к ветви колонны

http://www.bestreferat.ru/images/paper/37/32/7373237.png

Момент, изгибающий планку в ее плоскости,

http://www.bestreferat.ru/images/paper/38/32/7373238.png

Приварку планок толщиной tпл = 20 мм к полкам швеллеров производим полуавтоматической сваркой, принимая катет сварного шва kf= 6 мм.

Учитывая, что несущая способность планки больше, чем несущая способность сварного шва с катетом kf ≤ tпл, достаточно проверить прочность сварного шва. Расчет производится на равнодействующую напряжений в шве от изгибающего момента M1 и поперечной силы F.

Так как для полуавтоматической сварки

http://www.bestreferat.ru/images/paper/39/32/7373239.png

прочность шва проверяем по металлу шва.

http://www.bestreferat.ru/images/paper/40/32/7373240.png – расчетная длина шва

http://www.bestreferat.ru/images/paper/41/32/7373241.png

– момент сопротивления расчетного сечения шва

Напряжение от изгиба

http://www.bestreferat.ru/images/paper/42/32/7373242.png

Напряжение от поперечной силы

http://www.bestreferat.ru/images/paper/43/32/7373243.png

где.

http://www.bestreferat.ru/images/paper/44/32/7373244.png

Проверяем прочность шва

http://www.bestreferat.ru/images/paper/45/32/7373245.png

Прочность обеспечена.

**6.4 Конструирование и расчет оголовка сквозной колонны**

Оголовок состоит из плиты и диафрагмы, подкрепленной горизонтальным ребром жесткости (рис.17).

Толщина диафрагмы td определяется расчетом на смятие от продольной силы N

http://www.bestreferat.ru/images/paper/46/32/7373246.png

где http://www.bestreferat.ru/images/paper/47/32/7373247.png– условная длина распределения нагрузки, равная ширине опорного ребра главной балки bh плюс две толщины оголовка колонны (ton принята 25 мм), за минусом толщины диафрагмы (≈2tw) и 40 мм для пропуска швов.

Принимаем td = 36 мм.

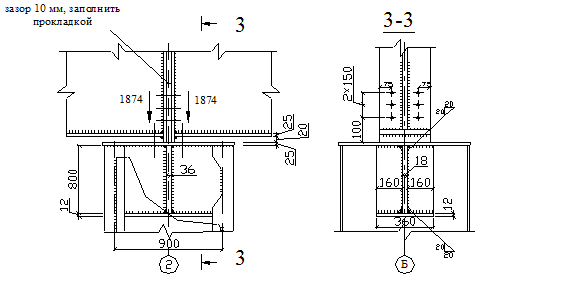


Рис. 17. Оголовок сквозной колонны

Высота диафрагмы определяется из условия среза стенок ветвей колонны (tw = 8,8 мм – толщина стенки для принятого двутавра 50Б1).

http://www.bestreferat.ru/images/paper/49/32/7373249.png

Принимаем hd= 80 см.

Проверяем диафрагму на срез как короткую балку

http://www.bestreferat.ru/images/paper/50/32/7373250.png где Q = N/2 = 3748/2 = 1874 кН.

Условие прочности выполняется.

Определяем катет сварного шва, обеспечивающего прикрепление диафрагмы к стенке ветвей колонны (расчет по металлу шва)

http://www.bestreferat.ru/images/paper/51/32/7373251.png

где http://www.bestreferat.ru/images/paper/52/32/7373252.png– расчетная длина шва, равная высоте диафрагмы за вычетом 1 см, учитывающего дефекты в концевых участках шва.

Принимаем катет шва kf= 8 мм, что отвечает минимальной его величине при полуавтоматической сварке элементов t = 36 мм.

Расчетная длина флангового шва должна быть не более 85βfkf. Проверяем lw = 79 < 85×0,9×0,8 = 61,2 см, что не удовлетворяет условию.

Принимаем катет шва kf= 11 мм, проверяем lw = 79 < 85×0,9×1,1 = 84,15 см, что удовлетворяет условию.

Толщину горизонтального ребра жесткости

http://www.bestreferat.ru/images/paper/53/32/7373253.png

Принимаю ts = 12 мм.

Ширину bs назначаем из условия устойчивости ребра

http://www.bestreferat.ru/images/paper/54/32/7373254.png

Принимаем bs = 36 см.

**6.5 Конструирование и расчет базы колонны**

**6.5.1 Определение размеров опорной плиты в плане**

Определяем расчетное усилие в колонне на уровне базы с учетом собственного веса колонны

http://www.bestreferat.ru/images/paper/55/32/7373255.png

где k = 1,2 – конструктивный коэффициент, учитывающий вес решетки, элементов базы и оголовка колонны. Давление под плитой принимается равномерно распределенным. В центрально-сжатой колонке размеры плиты в плане определяются из условия прочности фундамента

http://www.bestreferat.ru/images/paper/56/32/7373256.png

где y – коэффициент, зависящий от характера распределения местной нагрузки по площади смятия (при равномерно распределенной нагрузке y =1);

Rb,loc – расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле

http://www.bestreferat.ru/images/paper/57/32/7373257.png

где a = 1 – для бетона класса ниже B25;

Rb = 7,5 МПа для класса бетона B12,5 – расчетное сопротивление бетона сжатию;

jb – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона сжатию в стесненных условиях под опорной плитой и определяемый по формуле

http://www.bestreferat.ru/images/paper/58/32/7373258.png

Предварительно задаемся jb = 1,2.

Принимаю две отдельные плиты (связываются между собой швеллером) под каждую ветвь колонны.

Размеры каждой плиты (ширина B и длина L) назначаются по требуемой площади A’p =Ap/2 = 4167/2 = 2083 см2, увязываются с контуром колонны и согласуются с сортаментом.

Назначаем длину одной плиты

http://www.bestreferat.ru/images/paper/59/32/7373259.png

где h = 49,2 см – высота сечения стержня колонны (двутавр 50Б1);

tt = 10 мм – толщина траверсы, принимаемая (8…16 мм);

с = 50 мм – вылет консольной части плиты, принимается предварительно и уточняется в процессе расчета толщины плиты.

Требуемая ширина одной плиты

http://www.bestreferat.ru/images/paper/60/32/7373260.png

Принимаем В = 340 мм, L = 630 мм. Площадь одной плиты A’p=2142 см2>2083 см2. Площадь двух плит Ap=4284 см2. Размеры верхнего обреза фундамента устанавливаем на 20 см больше размеров опорной плиты.

Площадьhttp://www.bestreferat.ru/images/paper/61/32/7373261.png

Коэффициентhttp://www.bestreferat.ru/images/paper/62/32/7373262.png

**6.5.2 Определение толщины опорной плиты**

Толщина опорной плиты определяется из условия ее прочности на изгиб как пластинки, опертой на торец колонны, траверс и ребер, от отпора фундамента, равного среднему напряжению под плитой

http://www.bestreferat.ru/images/paper/63/32/7373263.png

Для расчета плиты выделяются участки пластинки, опертые по четырем, трем и одной (консольные) сторонам, соответственно обозначенные цифрами 1, 2, 3 (рис.18).

В каждом участке определяются максимальные изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1см, от расчетной равномерно распределенной нагрузки http://www.bestreferat.ru/images/paper/64/32/7373264.png

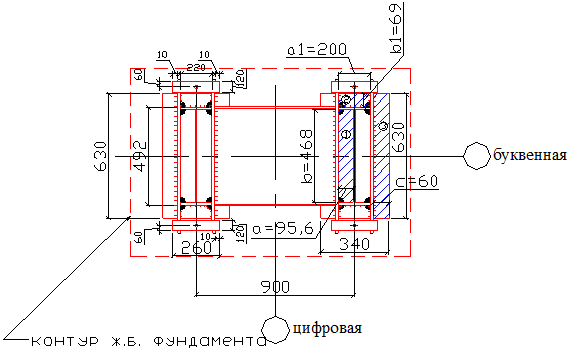


Рис.18. К расчету опорной плиты

На участке 1, опертом по четырем сторонам

http://www.bestreferat.ru/images/paper/66/32/7373266.png

где a1 =– коэффициент, учитывающий уменьшение пролетного момента за счет опирания плиты по четырем сторонам, определяется в зависимости от отношение большей стороны участки b к меньшей a по [6, табл.13].

Значения b и a определяются по рис.18:

b = H – 2tf = 49,2 – 2×1,2=46,8 см; а = bb/2 – tw/2 = 20/2 – 0,88/2 = 9,56 см; b/а = 46,8/9,56 = 4,895.

При b/a > 2 при опирании плиты на четыре канта изгибающий момент определяется как для однопролетной балочной плиты пролетом а

http://www.bestreferat.ru/images/paper/67/32/7373267.png

На участке 2, опертом по трем сторонам http://www.bestreferat.ru/images/paper/68/32/7373268.png

где b – коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения закрепленной стороны пластинки b1 к свободной а1 по [6, табл.14].

Отношение сторон b1/a1 = 69/200 = 0,345; при отношении сторон b1/a1 < 0,5 плита рассчитывается как консоль длиной b1 (рис.36)

http://www.bestreferat.ru/images/paper/69/32/7373269.png

На консольном участке 3

http://www.bestreferat.ru/images/paper/70/32/7373270.png

По наибольшему из найденных для участков плиты изгибающих моментов (участок 2) определяем требуемый момент сопротивления плиты шириной 1 см

http://www.bestreferat.ru/images/paper/71/32/7373271.pngоткуда

http://www.bestreferat.ru/images/paper/72/32/7373272.png

Принимаем лист толщиной 25 мм.

**6.5.3 Высота траверсы**

Высота траверсы определяется из условия размещения вертикальных швов крепления траверсы к стержню колонны. Катетом шва задаемся в пределах 8…16 мм, но не более 1,2tmin.

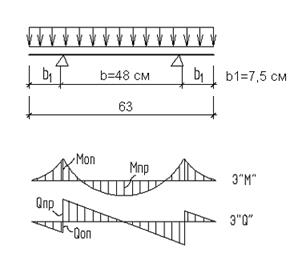
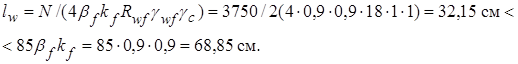


Рис. 19. К расчету траверсы и ребра усиления плиты

Принимаем kf= 9 мм. Требуемая длина одного шва, выполненного полуавтоматической сваркой,



Принимаем высоту траверсы с учетом добавления 1 см на дефекты в начале и конце шва ht = 34 см. Проверяется прочность траверсы как однопролетной двухконсольной балки, опирающейся на ветви (полки) колонны и воспринимающей отпорное давление от фундамента (рис.19).

Равномерно распределенная нагрузка на траверсу

http://www.bestreferat.ru/images/paper/75/32/7373275.png

где d = B/2 = 34/2 = 17 см – ширина грузовой площади траверсы.

Определяем усилия:

– на опоре

http://www.bestreferat.ru/images/paper/76/32/7373276.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/77/32/7373277.png

– в пролете

http://www.bestreferat.ru/images/paper/78/32/7373278.png

http://www.bestreferat.ru/images/paper/79/32/7373279.png

Момент сопротивления траверсы

http://www.bestreferat.ru/images/paper/80/32/7373280.png

Проверяем прочность траверсы:

– по нормальным напряжениям от максимального момента

http://www.bestreferat.ru/images/paper/81/32/7373281.png

– по касательным напряжениям

http://www.bestreferat.ru/images/paper/82/32/7373282.png

– по приведенным напряжениям

http://www.bestreferat.ru/images/paper/83/32/7373283.png

Условие не выполняется.

Принимаем высоту траверсы ht = 36 см

Момент сопротивления траверсы

http://www.bestreferat.ru/images/paper/84/32/7373284.png

Проверяем прочность траверсы:

– по нормальным напряжениям от максимального момента

http://www.bestreferat.ru/images/paper/85/32/7373285.png

– по касательным напряжениям

http://www.bestreferat.ru/images/paper/86/32/7373286.png

– по приведенным напряжениям

http://www.bestreferat.ru/images/paper/87/32/7373287.png

Условие выполняется.

Требуемый катет горизонтальных швов для передачи усилия (Nt = qtL) от одной траверсы на плиту

http://www.bestreferat.ru/images/paper/88/32/7373288.png

где ålw = (L–1)+2(b1–1) = (63–1)+2(6,9–1)=73,8 см – суммарная длина горизонтальных швов.

Принимаем kf = 8 мм.

**Список литературы**

1. СНиП II-23-81\*.Стальные конструкции. Нормы проектирования. /Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1998.– 96с.

2. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия. Госстрой России. –М.: ГП ЦПП, 2003.– 44с.

3. Металлические конструкции. В 3т. Т.1. Элементы конструкций: Учеб. для строит. вузов /В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева.–2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2001.– 551с.: ил.

4. Металлические конструкции. Общий курс: Учеб. для вузов /Г.С. Ведеников, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.; Под ред. Г.С. Веденикова. –7-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1998.– 760с.: ил.

5. Металлические конструкции. В 3т. Т. Общая часть. (Справочник проектировщика) /Под общ. ред. В.В.Кузнецова. – М.: Изд. – во АСВ, 1998. – 576 с.: ил.

6. Металлические конструкции. Пособие по проектированию рабочей площадки производственного здания. Составил В.Г. Темников – Иркутск: Изд. ИрГТУ, 2003. 76 с.