*ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ*

*ФГОУ ВПО «Чувашский государственный университет*

*им. И.Н. Ульянова»*

*Строительный факультет. Заочное отделение.*

*Кафедра строительного производства и*

*экономика строительства*

*КУРСОВОЙ ПРОЕКТ*

*по дисциплине*

*«Металлические конструкции»*

Тема: «*Балочная клетка рабочей площадки одноэтажного*

*промышленного здания*»

*Выполнила студентка*

*гр. ЗС -16-07 Галимова А.А.*

*Руководитель: Иванова Н.В.*

*Чебоксары 2009*

***Содержание***

*Задание на проектирование*

***Раздел I***

*Расчет настила балочной клетки*

***Раздел II***

*Вариантное проектирование балочной клетки*

*2.1. Нормальный тип*

*2.2. Усложнённый тип*

***Раздел III***

*3. Расчет главной балки*

*3.1. Определение нагрузок и расчетных усилий*

*3.2. Подбор сечения главной балки*

*3.3. Изменение сечения главной балки по длине*

*3.4. Проверка прочности, прогибов, общей устойчивости балок*

*3.4.1. Проверка прочности балок*

*3.4.2. Проверка устойчивости балок*

*3.5. Проверка местной устойчивости элементов главной балки*

*3.6. Расчет поясных сварных швов*

*3.7. Расчет опорных ребер*

*3.8. Расчет узлов сопряжения балок*

*3.9. Расчет монтажного стыка балок.*

***Раздел IV***

*4. Расчет колонны*

*4.1. Расчет стержня сплошной колонны*

*4.2 Расчет базы колонны*

*4.3. Расчет оголовков колонн*

***Раздел V***

*5. Расчет связей*

*5.1.Расчет портальной связи*

*5.2. Расчет крестовой связи*

*Список использованной литературы*

***Раздел I***

*Расчет настила балочной клетки*

*Расчетный пролет настила принимают равным расстоянию в свету между балками настила, а его опирание на балки считают шарнирно неподвижными (рис. 1.1)*

*рис 1.1*

*Определяем размеры настила.*

*Толщину настила назначаем в зависимости от gн : gн=16кН/м=> tн=10мм.*

*Сила, растягивающая настил:*

*Н=(γfП2/4)\* β2E1tн*

*Где Е1=Е/(1-v2), Е=(2,06\*104)/1-0,32=2,26\*104 кН/см2*

*Н=(1,2\*3,142/4)\*(1/150)2\*2,26\*104\*1,0 = 2,97кН/м*

*Определяем размеры настила по формуле:*

*l/t=4n0/15(1+72E1/n04q)*

*l/t=((4\*150)/15)\*(1+( 72\*2.26\*104)/(1504\*0,0018)=112*

*Принимаем t=10 мм, тогда l=125\*1,0=125см*

*Для соединения настила с балкой настила используем угловую полуавтоматическую сварку в нижнем положении с применением сварочной проволоки*

*Расчетный катет шва при определении по металлу шва:*

*кf = Н/(βf lw Rwf γwf γc), где βf =0,9*

*Rwf =165- расч. сопрот. шва срезу по металлу шва для стали С245*

*Для стали С245, эксплуат. в. норм. условиях (внутри цеха) можно использовать сварную проволоку Св-08А, для которого Rwf=180 МПа.*

*γwf =1- коэфф. условия работы шва*

*γc = 1- коэфф. условн. раб. Конструкции*

*а) расчетный катет шва при определении по металлу шва:*

*кf = Н/(βf lw Rwf γwf γc)=2,97/(0,8\*1\*18\*1\*1)=0,18 см*

*б) расчетный катет шва при определении по металлу границы сплавления:*

*кf = Н/(βz lw Rwz γwz γc) ,где*

*βz=1,05 – коэфф., опред. по табл. 34 СНиП II-23-81\**

*Rwz – расч. сопрот. углового шва срезу по металлу границы сплавления*

*Rwz = 0,45Run = 0,45\*345=155 МПа*

*γwz = 1- коэфф. условия работы шва*

*кf = Н/(βz lw Rwz γwz γc)= 2,97/(1,05 \*1\*15,525)=0,17см*

*Из 2-х вычислен. Значений выбираем большее, т.е. кf = 0,18 ≈0,2 см*

*Определяем толщину шва кf, исходя из его возможной длины:*

*кf ≥(1/ βf)√Н/85 Rwz = (1/0,9)√2,97/85\*155,25 = 0,36см*

*Окончательно принимаем кf = 4 мм*

***Раздел II***

*Вариантное проектирование балочной клетки*

*Пролет гл. балки – 12м*

*Шаг колонн – 7 м*

*Временная нормат. распред. нагр. qн = 16 Кн/м2*

*Коэфф. надежн. по нагр. γf = 1,2*

*Материал балки - настила сталь С245 (Ry = 240 МПа)*

*Рассмотрим 2 варианта компоновки балочной площадки:*

*2.1. Нормальный тип*

*В нормальной балочной клетке (рис 2.1.) балки настила опираются на главные балки, которые устанавливаются на колонны в направлении большего пролета*

*рис 2.1.*

*1) При выбранной толщине настила tн=1,0 мм пролет lн=1,25м.*

*Тогда примем следующую раскладку, изображенную на рис. 2.1. а = 1, 3 м.*

*Определим вес настила, зная, что 1м2 стального настила толщ. 10 мм весит 78,5 кг:*

*g = 1,0\*78,5 = 78,5 кг/м2 = 0,785 кН/м2*

*Нормат. нагр. на балку настила:*

*qн = (рн+gн)a =(16+0,785)\*1, 3 =20,98 кН/м*

*Расчетная нагрузка на балку настила:*

*q = (γf2рн+ γf1gн)а = (1,2\*18+1,05\*0,785)1, 3 = 24,01 кН/м*

*где γf1=1,05, γf2=1,2 – коэфф. надежн. по нагр.*

*Расчетный изгиб. момент:*

*Mmax = ql2/8 = 24,01\*72/8 = 147,06кН\*м= 14706кН\*см*

*Треб. момент сопротивления балки определяем, принимая с1 = с =1,1:*

*Wтр = Mmax/с1Ry = 14706/1,1\*24,0 = 556,8 см3*

*Примем двутавр №33 , имеющий Wx = 597 см3, I = 9840см4, g = 42,2кг/м, b = 14 см,*

*Проверяем только прогиб по формуле:*

*f = 5qнl4/384EI = 5\*0,2098\*7004/384\*2,06\*104\*9840 = 4,08<(1/250)l=3,2 см*

*Принятое сечение балки не удовлетворяет условиям прочности и изгиба.*

*Примем двутавр №36 , имеющий Wx = 743 см3, I = 13380см4, g = 48,6 кг/м, b = 14,5 см, h = 36см.*

*f = 5qнl4/384EI = 5\*0,2098\*7004/384\*2,06\*104\*13380 =*

*=2,93/1,06=2,3 см< 2,8 см*

*Принятое сечение балки удовлетворяет условиям прочности и прогиба. Проверку касательного напряжения в прокатных балках при отсутствии ослабления опорных сечений обычно не производят, т.к. она легко удовлетворяется из-за относительно большой толщины стенки балок.*

*Определяем расход металла на 1 м2 перекрытия:*

*Настил: 1,0\*78,5=78,5кг/м2; балка: g/a = 48,6/1, 16 = 42,15кг*

*Весь расход: 78,5+42,15 = 1200 кг/м2=120кН/м2*

*2.2. Усложнённый тип*

*рис 2.2.*

*В усложненную балочную клетку по сравнению с нормальной дополнительно вводят вспомогательные балки, передающие нагрузку с балок настила на главные балки.( рис 2.2.)*

*Шаг балок настила зависит от несущей способности настила и назначается в пределах 0,6-1,6 м. Шаг вспомогательных балок принимается от 2 до 5 м.*

*По конструктивным соображениям шаг вспомогательных балок примем 3 м.*

*1) При tн=10мм примем шаг балок настила 1,16м*

*Нормат. и расч. нагр. на балку настила:*

*qн = (16+0,785)1,16= 19,45кН/м*

*q = (γf1рн+ γf2gн)а = (1,2\*16+1,05\*0,785)1,16 = 23,2/м*

*Расчетный изгиб. момент:*

*Mmax = ql2/8 = 23,2\*42/8 = 46,4 кН\*/м= 4640кН/см*

*Треб. момент сопротивления балки определяем, принимая с1 = с =1,1:*

*Wтр = Mmax/с1Ry = 4640/1,1\*24,0 = 175,8*

*Примем двутавр №20, имеющий W = 189 см3, I = 1840см4, g = 15,9 кг/м, b = 0,81 см.*

*Проверяем только прогиб по формуле:*

*f = 5qнl4/384EI = 5\*0,4640\*4004/384\*2,06\*104\*1840= 4,08<1,04*

*Принятое сечение балки не удовлетворяет условиям прочности и прогиба.*

*Принимаем двутавр №22 W=232см3 I=2550 см4  g=24кг/м b=110см*

*f=5\*0.4640\*4004/384\*2.0610\*2550=2.9<1.6*

*Принятое сечение не удовлетворяет условиям прочности и прогиба.*

*Принимаем двутавр №24 W=371 см3 I=5010см4  g=31.5 кг/м b=125см*

*F=5\*0.4640\*4004/384\*2.06\*104\*5010=1.4<1.6 условие прочности выполнено.*

*Определяем нормативные и расчетные нагрузки от балок настила на вспомогательную балку:*

*qн = (16+0,785+31,5/116)\*4 = 0,66 кН/см*

*q = (1,2\*16+1,05\*0,785+31,5/116)\*4 = 86,2кН/м*

*Поперечная сила на опоре:*

*Qmax = ql/2 = 86,2\*4/2 = 172,9 кН*

*Расчетный изгиб. момент:*

*Mmax = ql2/8 = 86,2\*72/8 = 527,9 кН/м= 52790 кН/см*

*Треб. момент сопротивления балки определяем, принимая с1 = с =1,1:*

*Wтр = Mmax/с1Ry = 52790/1,1\*24,0 = 199,6см3*

*Примем двутавр №55, имеющий W = 2035 см3, I = 55962 см4, g =92,6 кг/м, b = 18см, t = 1,65 см.*

*Проверяем только прогиб по формуле:*

*f = 5qнl4/384EI = 5\*0,66\*7004/384\*2,06\*104\*55962= 1,7< 2,8*

*Принятое сечение балки удовлетворяет условиям прочности и прогиба.*

*Проверяем общую устойчивость вспомогательных балок в середине пролета, в сечении с наиболее нормальными напряжениями. Их сжатый пояс закреплен от поперечных смещений, которые вместе с приваренным к ним настилом образуют жесткий диск.*

*h/b = 55/18 = 3,05 < 6; b/t = 18/1,65= 10,9< 35*

*В сечении l/2 при* ***τ*** *= 0 и с1 = с получаем δ = [1-0,7(с1 – 1)/(с – 1)] = 0,3*

*l0/b = δ[0,41+ 0,032b/t+ (0,73 – 0,016b/t)b/h]*



*l0/b = 0,3[0,41+ 0,032\*18/1,65+ (0,73 – 0,016\*18/1,65)18/65]\*104/18= 5,8 > 6,4=100/18*



*Поскольку 5,8 > 6,4 принятое сечение удовлетворяет условию прочности, устойчивости и прогиба.*

*Суммарный расход металла: 78,5 + 27,3\*1+92,6/4=128,95 кг/м2 По расходу металла вариант 1 выгоднее.*

***Раздел III***

*3. Расчет главной балки*

*3.1. Определение нагрузок и расчетных усилий*

*В балочной клетке главные балки, как правило, применяются составного сечения. Составные балки могут быть сварными или клепаными. В курсовой работе по балочной клетке рекомендуется запроектировать сварную главную балку (рис.3.2.)*

*Расчетной схемой главной балки является разрезная балка с шарнирами на опорах, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой (рис 3.1.). Нормативная нагрузка на единицу длины:*

*рис 3.1 рис 3.2.*

*Нормативная нагрузка на ед. длины:*

*qн = 1,02(рн + gн)В =1,02\*(16+1,2)\*7=122,8 кН/м*

*Расчетная нагрузка на ед. длины:*

*q =1,02 (γf2рн+ γf1gн)В = 1,02\*(1,2\*16+1,05\*1,20\*7 = 146,1кН/м*

*где В – шаг колонн*

*Расчетный изгибающий момент в середине пролета:*

*Mmax = ql2/8 = 146,1\*122/8 = 2629,5 кН\*/м= 262950кН/см*

*Поперечная сила на опоре:*

*Qmax = ql/2 = 146\*12/2 = 876,6 кН*

*3.2. Подбор сечения главной балки*

*Главную балку следует принимать с изменением сечения по длине, и тогда расчет ее выполняется с учетом развития пластических деформаций.*

*Подбор сечения начинается с определения требуемого момента сопротивления по формуле:*

*Wтр = Mmax/с1Ry γc = 262950/1,1\*24,0\*1 = 10956,21 см3*

*с1 – коэффициент учит. разв. пластич. деформаций*

*γc = 1 – коэффициент условной работы конструкции*

*Ry = 240 Мпа – расч. сопр. стали С245*

*Из условия наименьшего расхода, стали определяется оптимальная высота балки:*

*hopt = k √ Wтр/tw*

*где k - конструктивный коэффициент для сварных балок переменного по длине сечения равен 1,15;*

*tw - рациональная толщ. стенки, которая предварительно задается, мм*

*tw  = 7 + 3h/1000 = 7 + 3\*1300/1000 = 10,9 , где*

*h = l/10 = 12/10 = 1,2м = 1200 мм*

*По сортаменту принимаем tw  = 12 мм*

*hopt = k тр/tw = 1,15/1,2 = 95,5 см*



*Из условия обеспечения жесткости определяется минимальная высота балки по формуле:*

*hmin = (5L Ry γc qн/24Eq)\*[l/f] = (5\*1200\*1,1\*24\*400\*122,8/24\*2,06\*104\*146,1)\* =91,92 см*

*[l/f] ≤ 400 – предельн. относит. прогиб*

*Принимаем высоту балки h = 125 см.*

*Из условия работы стенки на разрез:*

*tw = 3Q/2hRср γc = 3\*876,6/2\*125\*13,9 = 0,75см ≈ 1 см*

*Из условия местной устойчивости без постановки продольных ребер жесткости:*

*tw ≥ [h/5,5\*/E= 125/5,5\* = 0,78см*



*Окончательно принимаем tw = 12 мм, h = 125см*

*Размеры горизонтальных поясных листов находят из условия необходимой несущей способности балки:*

*Iтр = Wтрh/2 = 10956,2\*125/2 = 684762,5 см4*

*Находим момент инерции стенки:*

*Iw = twhw3/12 ,*

*где hw = h – 4 = 125-4= 120 cм*

*Iw = 1,2\*1213/12 = 177156,1 см4*

*Момент инерции, приходящийся на поясные листы, определяют по формуле:*

*If = Iтр - Iw = 684762,5– 177156,1 = 507606,4 см4*

*Требуемая площадь сечения поясного листа:*

*Af = 2 If/h02 = 2\*507606,4 /1232 = 67,10 см2*

*где h0 = h - tf = 125 – 2 = 123cм*

*Принимаем пояса из универсальной стали 335х20 мм*

*( tf = 20мм; bf =335мм)*

*bf= Af /tf = 145,2/2 = 72,6см2*

*Аw = hw tw = 121\*1,2 = 145,2см2*

*Подобранное сечение балки необходимо проверить на прочность.*

*Для этого находят фактический момент инерции балки:*

*In = Iw + 2 bf tf(hw/2 + tf/2)2 = 177156,1 + 2\*33,5\*2 (121/2 + 2/2)2 = 683977,6cм4*

*И момент сопротивления*

*Wn = 2 n/h = 2\*683977,6/125 = 10943,641 cм3*

*Проверка прочности в среднем сечении балки выполняется по формуле:*

*σ = М/ Wп ≤ Ry γc*

*где Wп - момент сопротивления сечения нетто;*

*σ = 262950/1,12\*10956,2 = 21,4<22 кН/см2*

*Условие прочности удовлетворяется.*

*3.3. Изменение сечения главной балки по длине*

*С целью уменьшения расхода стали в сварных балках сечения рекомендуется изменять за счет уменьшения ширины поясов у опор (рис 3.3.)*

*рис 3.3.*

*Расстояние от края балки до места изменения сечения*

*Х = L/6 = 1200/6 (2-(4-3/1)-2=203.06см*

*М1 = [qx(l – x)]/2 = [146.1\*20\* (12-2)]/2 = 1461 кН\*м*

*Q1 = q(l/2-x) = 146(12/2 – 2) = 584.4 кН*

*W1 = M1/Rсв = 146100/0,85\*22= 7812.8 см3*

*I1 = W1h/2 = 7812.8\*125/2 = 488302.13 cм4*

*Определяем треб. момент инерции поясов:*

*If1 = I1 – Iw = = 488322.13 – 177156.1= 311146 cм4*

*Требуемая площ. уменьшенного сечения поясного листа:*

*Af1 = 2 If1/h02 = 2\*311146 /1232 = 42.2 см2*

*Принимаем пояса из универсальной стали 205х20 мм*

*( tf = 20мм; bf1 =205 мм)*

*Af1 = bf1 tf = 20\*2,05 = 41 см2*

*Принятый пояс удовл. рекомендациям bп1≥18 см и bп1>h/10 = 12,5 см*

*Определение момента инерции и момента сопротивления уменьшенного сечения:*

*I1 = Iw + 2 b1 tf(hw/2+ tf/2)2 = 177156.1 + 2\*2 .05(121/2)2 = 477296.6 cм4*

*W1 = 2 I1/h = 2\*477296.6 /125 = 7636.8 см3*

*σmax = M1/W1 = 1461.0/8767,3 = 19.13 кН/см2 < Rсв = 24кН/см2*

*3.4. Проверка прочности, прогибов, общей устойчивости балок*

*3.4.1. Проверка прочности балок*

*Проверяем максимальное нормальное напряжение в поясах в середине балки:*

*σmax = Mmax/c1Wn = 262950.1/10956.2\*1,12 = 21,42 ≤ 24\*1=24 кН/см2*

*Проверяем максимальн. касат. напряжения в стенке на опоре балки:*

*τ = Qmax S1/I1tw ,*

*где S1 – статический момент полусечения балки*

*S1 = b1tfho/2 + twhw2/8 = 20\*2,05\*123/2 + 1,2\*1232/8 = 4790.8 см3*

*τ = Qmax S1/I1tw = 876.6\*4790.8 /477296 \*1,12 = 9.8 кН/см2 < Rsγc = 20.4 кН/см2*

*Проверяем совместное действие σ и τ на опорах в неразрезных балках в месте изменения сечения в уровне поясных швов.*

*σred =√σ12 + 3τ12 ≤ 1,15Ryγc*

*где σ1 и τ1 – нормальные и касательные напряжения в крайнем волокне стенки балки*

*τ1 = Q1/I1tw = 584.4\*4790.8 /477296.6\*1.2= 7.03 кН/см2*

*σ1 = M1hw/W1h = 146100\*121/7812.8\*125 = 18.1 кН/см2*

*σred = √18.12 + 3\*7.032 = 21.81 ≤ 1,15Ryγc = 25.08 кН/см2*

*Условие выполняется.*

*3.4.2. Проверка устойчивости балок*

*Проверяем общую устойчивость балки в месте действия максимальных нормальных напряжений, принимая за расчетный пролет расстояние между балками настила:*

*Проверяем применимость формулы в середине пролета:*

*1 < h/bf = 125/33.5= 3,73 < 6 ; b/tf < 35 = 33.5/2 =16.7 < 35*

*l0/bf = 100/33.5= 2,90 < δ[0,41+ 0,032bf/tf + (0,73 – 0,016bf/tf)bf/hо]√E/R =*

*= 0,3[0,41+ 0,032\*38/2+ (0,73 – 0,016\*35/2)38/123]√ 2,06\*104/24 = 7.6*

*где δ = [1-0,7(с1 – 1)/(с – 1)] = 0,3 , т.к.* ***τ*** *= 0 и с1 = с при l/2*

*В месте уменьшенного сечения балки (балка работает упруго и δ = 1)*

*l0/bf1 = 87,5/20 = 4,37 < δ[0,41+ 0,032bf1/tf + (0,73 – 0,016bf1/tf)bf/hо]√E/R =*

*= 1\*[0,41+ 0,032\*20/2+ (0,73 – 0,016\*20.5/2)\*20.5/123]√ 2,06\*104/24 = 32.3*

*Обе проверки показали, что общая устойчивость балки обеспечена.*

*Проверка прогиба балки можем не производить, т.к. принятая высота балки больше минимальной.*

*3.5. Проверка местной устойчивости элементов*

*главной балки.*

*Местная устойчивость сжатого пояса балки обеспечивается компоновкой сечения, соблюдением требований ограничивающих отношение ширины сжатого свеса пояса к его толщине и дополнительной проверки не требует. Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если значения условной гибкости стенки превышают 3,2:*

*Поперечные ребра жесткости ставятся на опорах, в местах примыкания поперечных связей балок и при необходимости в промежутках между ними так, чтобы расстояние между ними не превышало 2hw = 240 при 2hw=242 при 2,5hw = 302.5при λw < 3,2.*

*Ребро жесткости следует размещать симметрично относительно середины балки, исходя из удобства изготовления отправочных марок балки.*

*λw = (hw/tw)√Ry/E = (121/1,2√24/2,06\*104 = 3,4 > 3,2 ,*

*т.е. вертикальные ребра жесткости необходимы. Коме того, необходима постановка ребер жесткости в местах примыкания главной балки и вспомогательной .*

*Определяем длину зоны использования пластических деформаций в стенке по формуле*

*а = l√1-(h/c1hw) = 1200√1-(125/1,1\*121) = 317.4 см*

*Вспомогательная балка размещается с шагом 2,6 м и она находится в пределах зоны использования пластических деформаций.*

*Постановку вертикальных ребер жесткости принимаем по рис. 3.4.*

*Определяем средние значения M и Q на расстоянии x = 320 см от опоры.*

*M2 = [qx(l-x)]/2 = [146.1\*2(12– 2)]/2 = 1461кН\*м = 146100 кН\*см*

*Q2 = q(l/2 – x) = 146.1\*(12/2 – 2) = 584.4кН*

*Определяем действующие напряжения:*

*σ = M2hw/Wh = 146100\*101/10956.2 \*125 = 12.9 кН/см2*

*τ = Q2/hwtw = 584.4/121\*1,2 = 4,02 кН/см2*

*Определяем критические напряжения*

*٦кр = 10,3(1 + 0,76/μ2)(Rср/λ2усл) = 10,3(1 + 0,76/2,582)(20.4/4.022) =*

*= 14.6 кН/см2*

*λусл = λw = 4.02; μ = а/h0 = 317.4/123 = 2,58*

*Определяем δ по формуле:*

*δ = (βbn/h0)(tf/tw)3 = (1\*33.5/123)(2/1,2)3 = 1.15*

*Определяем σкр*

*σкр = скрR/ λ2w = 31.5\*24/4.022 = 46.7 кН/см2*

*где cкр = 31.5 при δ = 1.15*

*Определяем σм.кр по формуле:*

*σм.кр = с1R/ λa2 = 46.6\*24/5.72 = 34.4 кН/см2*

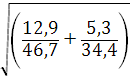
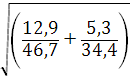
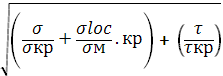
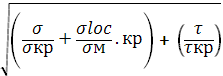
*при а/h0 = 317.4/123 = 2,58 и δ = 1.8 с1 =46.6;*

*λa = (а/2tw)√Ry/E = (317.4/2\*1,2) /2,06\*104 = 5.7*



*Теперь подставляем все значения в формулу:*

*= 2 + (4,02/14,06)2 =0,8< γ = 1*



*Проверка показала, что устойчивость стенки обеспечена и постановка ребер жесткости на расстоянии 320 см возможна.*

*3.6. Расчет поясных сварных швов*

*Сварные швы, соединяющие стенку балки с поясами, воспринимают силу сдвига пояса относительно стенки. Т.к. балка работает с учетом пластических деформаций, то швы выполняются двусторонние, автоматической сваркой в лодочку, сварочной проволокой Св-08ГА, для которой Rwf = 200 МПа = 20 кН/см2*

*Определяем значение сдвигающей силы Т, приходящейся на 1 см погонной длины балки:*

*T = QSn /I = 876,6\*2521,5/488302,13=4,52МПа = 0,570 кН/см2*

*Значения Q, Sn, и I принимаются для сечения на опоре*

*Sn = b1tfho/2 = 2,05\*2\*123/2=2521,5 cм3*

*Q = 876,6кН; I = 488302 cм4*

*Определяем толщину шва:*

*кf = T /2βf Rwf γwf γc =0,0,45 /2\*1,1\*20\*1\*1 = 0,010см = 0,10мм*

*γwf =1 - коэфф. условия работы шва*

*γc = 1 - коэфф. условн. раб. конструкции*

*βf  = 1,1*

*Принимаем минимально допустимый при толщине пояса tn = 20 мм шов кf = 7 мм, что больше получившегося по расчету:*

*3.7. Расчет опорных ребер*

*Операние главной балки на колонну выбираем непосредственно через ребро (рис.3.5)*

*1) По конструктивным соображениям толщина опорного ребра должна быть толще стенки, т.е. tr > tw*

*Примем tr = 1,7 см*

*2)Требуемая ширина ребра по условию работы на смятие:*

*br = F/Rpγc tr*

*где F = Q = 876,6 кН;*

*Rсм.т = 350 МПа (расч. сопр. смятию торцевой поверхности ребра)*

*γc = 1*

*рис. 3.5 br = 876,6/35\*1\*1,6 = 16,35 см*

*Принятая ширина ребра должна соответствовать сортаменту прокатной стали, учитывать конструктивные требования, а также требования, обеспечивающие местную устойчивость ребра:*

*br/2 tr ≤ 0,65 y*



*16,35/2\*1,7 = 4,8 < 5\*√2,06\*104/24 = 14,6*

*Условие выполняется.*

*Принимаем окончательно br = 18 см; Ar = 28,8 cм2*

*3) Проверяем напряжение смятия:*

*σр  = F/br tr ≤ Rсм.тγc*

*σр  = 876,6/18\*1,6 = 30,43 кН/см2 < 36\*1 = 36 кН/см2*

*4) Проверка опорного участка балки на устойчивость из плоскости балки, как условного стержня. Ширина участка стенки, включенной в работу опорной стойки:*

*bcт = 0,65 tw√E/Ry = 0,65\*1,2√2,06\*104/24= 22,85 см*

*5) Находим площадь поперечного сечения условной опорной стойки Ас и определим момент инерции для условно опертой стенки относительно продольной оси z балки:*

*Аст = Ar + tw bcт = 50,94 + 1,2\*22,85= 77,82 см2*

*Iz = trbr3/12 + tw3bст/12 = 1,6\*183/12 + 1,23\*22,85/12 = 780,9см4*

*iz = √ Iz/ Аст = √780,9/77,82 = 3,7 см*

*λ = hw/iz = 123/3,17 = 38,8*

*Коэффициент продольного изгиба φ при λ = 38,8 равен φ = 0,901 по табл.72\* СНиПа II-23-81\**

*Устойчивость стержня:*

*σр  = F/φАст ≤ Rуγc*

*σр = 876,6/780,8\*0,901 = 12,04 кН/см2 < 24\*1 = 24 кН/см2*

*6) Рассчитываем прикрепление опорного ребра к стенке балки двусторонними швами полуавтоматической сваркой сварочной проволокой Св – 08ГА, для которой Rwf = 200 МПа = 20 кН/см2*

*а) расчетный катет шва при определении по металлу шва:*

*кf = F /βf Rwf γwf γc∑lw*

*βf  = 0,9 (для полуавтоматической сварки по табл. 34 СНиП II-23-81\*)*

*∑lw = 2\*123= 246 cм (общая длина сварного шва)*

*кf = 876,6 /0,9\*20\*1\*1\*246= 0,19см = 1,9 мм*

*Принимаем кf=6мм*

*б) расчетный катет шва при определении по металлу границы сплавления:*

*кf = F/βz lw Rwz γwz γc∑lw ,*

*где βz=1,05 – коэффициент, определяемый по табл. 34 СНиП II-23-81\**

*Rwz – расчетное сопротивление углового шва срезу по металлу границы сплавления*

*Rwz = 0,45Run = 0,45\*370 =166,6 МПа*

*γwz = 1- коэфф. условия работы шва*

*кf = F/βz lw Rwz γwz γc∑lw = 876,6/1,05\*16,66\*1\*1\*246 = 0,20см = 2,0 мм*

*Принимаем минимальный катет шва кf  = 5 мм для самой толстой из свариваемых элементов.*

*3.8. Расчет узлов сопряжения балок.*

*При пониженном сопряжении в качестве работающих применяем болты нормальной точности (рис. 3.6.)*

*рис. 3.6.*

*Стык осуществляем на болтах нормальной точности диаметром d = 16 мм класса прочности 5.8, имеющих Rbs = 160 Мпа = 16 кН/см2 . Отверстия для болтов d = 18 мм.*

*1) Несущая способность болта по условию работы его на срез:*

*Nв = Rbs γвПd2/4*

*Nв = 16\*0,9\*3,14\*1,62/4 = 28,9 кН*

*2) Несущая способность болта по условию работы на смятие материала сопрягаемых элементов:*

*Nв = Rbр γвdt*

*где Rbр = (0,6 + 340\*Run* ***/****Е)Run* ***(****по табл. 5\* СНиП II-23-81\*)*

*Rbр = (0,6 + 340\*36****/****2,06\*104)36 = 42,9 кН/см2 .*

*Nв = 42,9\*0,9\*1,6\*1,0 = 61,8 кН.*

*3) Определим требуемое количество болтов:*

*n = 1,2Qmax /Nв*

*n = 1,2\*87,66/28,9 = 3,6 шт.*

*Принимаем соединение на 4 болтах d = 16 мм нормальной точности класса прочности 4,8.*

*3.9. Расчет монтажного стыка балок.*

*Монтажный стык балки рекомендуется осуществлять стыковыми швами (рис. 3.7.)На монтаже сжатый пояс и стенку соединяют прямым швом встык, а растянутый пояс косым швом под углом 600, т.к. при монтаже автоматическая сварка и повышенные способы контроля затруднены. Такой стык будет равнопрочен основному сечению балки и может не рассчитываться.*

*Последовательность выполнения монтажного стыкового шва:*

*1 – сварка поперечных стыковых швов стенки балки*

*2 – сварка поясов балки*

*3 – угловая сварка поясов балки*

*рис. 3.7.*

***Раздел IV***

*4. Расчет колонны*

*Колонны рабочих площадок работают на центральное сжатие. Высота колонны принимается равной расстоянию от низа главной балки перекрытия до верха фундамента. Расчетная длина колонны определяется в зависимости от конструктивного решения сопряжения ее с вышележащими балками и фундаментом.*

*l0 = μl*

*где l – геометрическа длина колонны м/у точками закрепления*

*μ – коэфф. расчетной длины, принимаемый μ = 0,7 (для защемленной опоры колонны)*

*l = H – hпер = 5-0,1-1,25-0,023= 3,7 м*

*l0 = lμ; μ = 0,7;*

*тогда lо = 0,7\*3,7 = 2,6 м ;*

*Нагрузкой, действующей на колонну, являются опорные реакции балок и собственный вес колонны:*

*N = 2Q*

*Q – опорная реакция главной балки*

*N = 2\*876,6 = 1753,2 кН*

*4.2. Расчет стержня сплошной колонны.*

*1) Предварительно задается гибкость стержня и соответствующий ей коэффициент продольного изгиба φ принимается по (табл. 72 СНиПа II-23-81\*) Гибкость следует задавать в пределах λ = 100-70 для данной нагрузки.*

*1)Примем λ=70 φ=0,754.*

*2) Определим требуемую площадь сечения стержня колонны:*

*Aтр = N/φRyγc = 1753,2/0,754\*23\*1 = 101,3см2*

*3)Вычисляем радиус инерции*

*iхтр= l0/λ = 260/70 = 3,7 см bтр=iтр/К2=16,6*

*где l0 = l = 2,6 м = 260 см*

*По сортаменту ГОСТ 8240-97 принимаем швеллер № 26К3 с характеристиками сечений:*

*Aв = 105,9см2; h = 262 см; Ix = 11,32см4; Iy = 6,55см4;iх = 11,32 см; iy = 6,55 см; tw=10; hf=15.5.*

*4)Проверяем напряжение по подобранному сечению:*

*Q=N(φA)<Ryyc*

*λx=l0/ix=260/11.32=22.9*

*λy=l0/ τy=260/6.55=39.6*

*По максимальной гибкости находим λ=39,6 φ=0,895*

*Q=1753.2/0.895\*105.9=18.5кН/см2<23кН/см2*

*Устойчивость сечения обеспечена.*

*5)*Проверяем местную устойчивость:

*λ1=λ= √Ry/E=39,06√23/2,06\*104=1,18*

*hw/tw<2.3√Ry/E*

*64/1<2.3√2.06\*104/23=68.83*

*следовательно постановки поперечных ребер не нужно.*

*6)Для обеспечения местной устойчивости полки отношение свеса полки к толщине не должно превышать значений.*

*bf/tf<(0.36+0.1 λ1) √E/RY=126/15,5=8,1<(0.36+0.1\*1.18) √2.06\*104/23=14.29*

*где b bf =(bf-tf)/2=(26.2-1)/2=12.6см*

*Устойчивость полки выполняется.*

*7)Проверяем местную устойчивость:*

*λ1=λ= √Ry/E=39,06√23/2,06\*104=1,18*

*hw/tw=(0,36+0,8 λ12) E/Ry<2.3√ E/Ry*

*26.9/1=26.9<(0.36+0.8+1.182) √2.06\*104/23<2.3√2.06\*104/23=26.9<76.3<68.7*

*Следовательно постановка поперечных ребер необходима.*

*Для укрепления контура сечения и стенки колонны ставим 2 поперечных ребра на расстоянии 2,5м друг от друга.*

*Ширина высотной части равна bh=hw/30+40=269/30+40=50мм*

*Толщина ребра равна 2bh√ E/Ry=2\*23/50√2.06\*104=3мм*

*Определяем расход металла на одну колонну*

*M=83.1\*3.7+3\*0.05\*0.269+3\*7.85=331.06кг*

*4.3. Расчет базы колонны*

*Так как в расчетной схеме принято жесткое сопряжение колонны и фундамента, анкеры прикрепляются к стержню колонны через выносные консоли и затягиваются с напряжением, близким к расчетному сопротивлению, что устраняет возможность поворота колонны.*

*1) Расчетное сопротивление материала фундамента осевому сжатию:*

*Rф = Rbγ = 4,5\*1,2 = 5,4 МПа*

*Rb = 4,5 для бетона марки В 7,5;*

*2) Назначим ширину опорной плиты:*

*B = b + 2tT + 2С*

*где b=26,0 мм – ширина колонны*

*С < √5,33Ry/Rф (свес плиты)*

*С <√5,33\*23/5,4 = 4,76 см*

*tT - толщ. траверсы, принятая предварительно tT  = 8 мм*

*В = 26+2\*8+2\*4=50 см*

*3) Длина опорной плиты:*

*L = N/RфВ = 1753,2/0,54\*50 = 64,9 см*

*Принимаем плиту 500\*650 мм*

*4) Реактивное давление фундамента:*

*q = N/BL = 1753,2/500\*65 = 0,53 кН/см2 ≤ Rф =0,72 кН/см2*

*5) Констр. базу колонны с траверс. толщ. 8 мм, привариваем их к полкам колонны и к плите угловыми швами. Вычислим изгибающий момент на разных участках для предельной толщины плиты:*

*Участок 1, опертых на 4 канта*

*Отношение сторон b/a=262/260=1,076 ; а=0,053*

*Максим. изгиб. момент для каждого участка:*

*М = αqd2*

*М1 = 0,48\*0,053\*26 2 = 4,07 кН\*см*

*Участок 2, консольный*

*М2 = 0,5\*0,48\*42 = 3,84 кН\*см*

*Ммах = М1 = 17,46 кН\*см*

*6) Требуемая толщина плиты:*

*tтрпл = √6Ммах/Ryγc = √6\*17,46/23\*1 = 2,13 см .Принимаем толщину плиты 25 мм*

*7) gТ = qB/2 = 0,53\*50/2 = 13,25 кН*

*Изгибающий момент в траверсе :*

*МТ = gТdT2/2 = 13,25\*652/2 = 27990 кН\*см*

*8) Прикрепление траверсы к колонне выполняется полуавтоматической сваркой в углекислом газе сварной проволокой Св08Г2С.*

*Толщину траверс принимаем tтр=8 мм*

*Прикрепление рассчитываем по металлу шва, принимая катет угловых швов кш=8 мм.*

*Rwf=215 МПа=21.5 кН/см2*

*βf = 0,7; Rwz= 0.45\*370=166,5МПа = 16,65 кН/см2*

*hT = (N/4βfkfRwfγwfγc ) + 1 см ≤ 85βfkf*

*hT = 17,53,2/4\*0,7\*0,8\*23,5\*1\*1 + 1см = 34,3см < 85\*0,7\*0,8 = 47,6 см*

*9) Прочность траверсы:*

*σ = 6 МТ/ tT hT3 ≤ Ryγc = 6\*27990/0,8\*34,33 = 5,2<23*

*10) Толщина швов, прикрепляющих траверсу к плите:*

*kf = NТ/βflwRwfγwfγc = 861,25/0,7\*23,5\*1\*1\*17,2= 0,3 см=3мм*

*NТ = gТL = 13,25\*65 = 861,25 кН*

*lw = N/(4\* βf kf  Rwz) =1753,2/(4\*0.7\*0.8\*16.65)=17,2 см*

*kf = NТ/βwzRwzγzfγc=861,25/1\*172\*16.65\*1\*1=0.55 см*

*Принимаем минимальную толщину швов по (табл. 38 СНиПа II-23-81\*)*

*kf = 5 мм*

*В соответствии с табл. 38 СНиП при толщине плиты 25 мм минимальный катет шва равен* ***kf min =*** *5 мм.*

*4.4. Расчет оголовков колонн.*

*1) По конструктивным соображениям назначаем размеры опорной плиты 340х340х40 мм*

*2) Т.к. верхний конец колонны фрезерован , то толщину сварных швов, прикрепляющих плиту у стержню, принимаем конструктивно по (табл. 38 СНиПа II-23-81\*) kf = 8 мм*



*рис .4.2.*

*Ширину ребра br′ принимаем не менее половины ширины торцевого опорного ребра балки br = 18 см.*

*br′ = 10 см*

*3) Толщина ребра оголовка колонны по условию работы на смятие:*

*tp = N/( br + 2 tоп.пл.)Rpγc*

*Rp = 351Мпа (для С235 по СНиП II-23-81\*)*

*tp = 1753,2/(18 + 2\*4)33,6\*1,1 = 2см*

*Принимаем tp = 20 мм*

*4) Приварку вертикального ребра к стенке колонны принимаем полуавтоматичекой, сварной проволокой Св-08ГА*

*Длина ребра по условию прикрепления его к стержню колонны:*

*lr = N/4βfkfRwfγwfγc ≤ 85βfkf*

*Rwf = 0,55Rwun/γwf = 0.55\*450/1,25 = 19,8 МПа*

*Rwun = 450 MПа (для проволоки Св-08ГА по табл.4\* СНиП II-23-81\*)*

*γwf = 1,25 при Rwun < 490 Мпа.*

*kf = 6 мм*

*βf = 0,9*

*lr =1976/4\*0,9\*0,6\*19,8\*1\*1 = 46,2 см > 85\*0,9\*0,6 = 45,9 см*

*Условие выполняется.*

*Принимаем длину вертикальных ребер 410 мм.*

*6) Принятое сечение проверим на срез:*

*τ = N/2trlr ≤ Rsγс*

*Rs  = 0,58Ryn/γm = 0,58\*235/1,025 = 133 МПа = 13,3 кН/см2*

*τ = 1753,2/2\*2,0\*40 = 10,9 < 13,3\*1*

*7) Размеры горизонтальных ребер оголовка принимаем конструктивно 110х260х20*

*8) Приварку горизонтальных ребер к стенке колонны принимаем полуавтоматичекой, сварной проволокой Св-08ГА*

*kf = N/βflwRwfγwfγc = 1753,2/0,9\*(2\*260)\*19,8\*1\*1 = 0,19 см*

*Принимаем минимальное значение kf = 6 мм для данной толщины ребра (20 мм)*

***Раздел V***

*5. Расчет связей*

*5.1.Расчет портальной связи*

*N1 = T/cosα=71,4/cos300=88.64кН*

*T = 3Qfic=3\*23,8=71,4*

*Qfic = 7,15\*10-6(2330 – E/Ry)(N/φ)*

*N – нагрузка на колонну*

*рис. 4.3.*

*Задаемся гибкостью λ1 = 70 => φ = 0,754*

*Qfic = 7,15\*10-6(2330 – 2,06\*104/23)(1753,2/0,754) = 23,8 кН*

*Находим требуемую площадь сечения:*

*Атр = N1/Ry φγc = 82,11/23\*0,754\*1 = 4,73 cм2*

*По сортаменту подбираем уголок с площадью поперечного сечения:*

*Ауг = Атр/2 = 2,36 см2*

*Принимаем уголок 35х35х4 по ГОСТ 8509-93 A = 2,67 см2*

*По реальному радиусу инерции определяем гибкость:*

*λ2 = l/iy , где l = hksin45o/sin105o = 37\*sin45o/sin105o = 27,1*

*λ2 = 27,1/0,69= 39,2*

*Реальная гибкость λ3 = ( λ1 + λ2)/2 = (70 + 39,2)/2 = 54,6 =>φ = 0,795*

*Атр = N1/Ry φγc = 82,11/23\*0,795\*1 = 4,5 см2*

*Проверка устойчивости:*

*N1/φA ≤ Ry γc*

*82,11/0,795\*4,5 = 23 = 23 кН/см2*

*Условие выполняется. Принимаем связи, скомпанованные из 2-х уголков 35х35х4 по ГОСТ 8509-93.*

*5.2. Расчет крестовой связи*

*Атр = N1/Ry γc*

*N1 = T/cosα=*

*α = 45о - 35о*

*Подберем по сортаменту уголок*

*N1 = 71,8/соs35o = 88,64 кН*

*Атр = 88,64/23\*1 = 3,85 см2*

*Ауг = Атр/2 = 2 см2*

*рис 4.4*

*Принимаем уголок 30х30х4 по ГОСТ 8509-93 А = 2,27 см2.*

*Прочность проверяем по формуле:*

*σ = N1/Ауг ≤ Ry γc*

*σ = 88064/2,27\*2 = 19,5 кН/см2 < 23кН/см2*

*Условие выполняется. Принимаем связи, скомпанованные из 2-х уголков 30х30х4 по ГОСТ 8509-93.*

*Список использованной литературы*

*1) СНиП II -23-81\* Стальные конструкции*

*2) Беленя Е.И. Металлические конструкции*

*3) Методическое пособие к курсовой работе №1 авт. Храмова М.В., Криворучко С.В.*

*4) ГОСТ 27772-88 Прокат для строительных стальных конструкций*

*5) ГОСТ 26020-83 Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок*

*6) ГОСТ 8240-97 Швеллеры стальные горячекатаные*

*7) ГОСТ 8509-93 Сталь угловая равнополочная*