**Министерство Образования и Науки Украины**

**Харьковская Национальная Академия Городского Хозяйства**

**Пояснительная записка**

**по предмету: “Железобетонные конструкции”**

**к курсовому проекту на тему: “Поперечник одноэтажного железобетонного промышленного здания”**

**2011**

**Задание**

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № | Схема | Пролеты | | Шаг колонн | Длина здания | Отметка верха подкрановой балки | Грузоподъемность крана | Сопротивление грунта | Тип кровли | Место строительства |
| L1 | L2 |
| 5 | 5 | 18 | 24 | 6 | 132 | 9,6 | 100/30 | 150 | Хол | Луцк |

Расчетная схема



|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Грузоподъемность,Q,кН | Пролет крана | Габариты крана,мм | | | Максимальное давление колеса Р,кН | Вес,кН | | Тип рельса | Высота рельса,  мм/вес 1 п.м. |
| ширина | База | Высота | тележки | Крана с тележкой |
| 150/30 | 16,5 | 6300 | 4400 | 2300 | 175 | 70 | 265 | КР-70 | 120/  0,527 |

**1. Компоновка поперечной рамы**

Выбор типа колонн и их привязка:



hниза = (9600 - 800 - 120-20) + 150 = 8810 мм

hверх = 12000 -9600 +1400 + 800 = 3340 мм

hкол= hниза + hверх = 8810 + 3340 = 12150 мм

Конструкция колонны:



**1.1 Расчёт нагрузок**

От покрытия:

- постоянная:

σ1 = γf1 ·  + γf2 · (gстяжки + gпар + gкровли) ·  = 1,1 ·  + 1,3 · (0,02 · 20 + 0,04 · 3 + 0,04) ·  = 225,4 кН

- полезная (снег):

S1 = γf · S0 · B ·  = 1,04 · 1,04 · 6 ·  = 70 кН

- Эксцентриситеты сил σ1 и S1:

е1 = 380/2 – 175 = 15 мм = 0,015 м

Изгибающие моменты:

М1 = σ1 · e1 = 225,4 · 0,015 ≈ 3,4 кН·м

Мснег1 = S1 · е1 = 70 · 0,015 = 1,7 кН·м

- Эксцентриситеты сил σ1 и S1 для подкрановой части:

e1 = 300 - 205 = 95 мм = 0,095 м

Изгибающие моменты:

М2 = σ1 · е2 = -225,4 · 0,095 = - 21,4 кН·м

Мснег2 = S1 · e2 = -70 · 0,095 = -6,7 кН·м



- Собственный вес колонны:

- Надкрановая часть:

σ2 = 1 · 1 · (0,38 · 0,4 · 3,34) · 25 = 14 кН

- Подкрановая часть:

σ3 = 1,1·(0,6·0,4·8,81)·25 = 58 кН

Эксцентриситет силы σ2 относительно подкрановой части:

е3 = 600/2 – 380/2 = 110 мм = 0,11 м

М3 = - σ2 · е3 = - 14 · 0,11 = - 1,5 кН·м

- Вес подкрановой балки и рельса:

е4 = 750 – 300 = 450 мм = 0,45 м

σ4 = 1,1·(42 + 1,05·0,527·6 = 49,5 кН

Изгибающие моменты:

M4 = σ4 · е4 = 49,5 · 0,45 = 22,3 кН·м

- Крановые нагрузки:



Dmax = γf · Fn · Σyi = 1,1·175·( 1 + 0,638+0,267)=1,1\*175\*1,905 = 367 кН

Dmin = Dmax · , где Fnmin = 33 кН

Dmin =367 ·  = 69 кН

- Изгибающие моменты от давления крана:

Мmax = Dmax · e4 = 367 · 0,45= 165 кН·м

Мmin =- Dmin · e5 = -69 · 0,75 = -52 кН·м

- Горизонтальная сила торможения тележки крана:

Tmax = ± γf · · Σyi = ± 1,1 · · 1,905 = ± 10,5 кН

- Ветровая нагрузка:

Давление ветра: W = γf · W0 · к · С · В



- на высоте 5 м:

W1 = 1,035 · 0,48 · 0,4 · 0,8 · 0,9· 6 = 0,86кН/м (W1’ = 0,86 ·  = 0,65 кН/м)

- на высоте 12,0 м:

W2 = 1,035 · 0,48 · 0,8· 0,9 · 0,64 · 6 = 1,37 кН/м (W2’ = 1,37 ·  = 1,03 кН/м)

- на высоте 14,4 м:

W3 = 1,035 · 0,48 · 0,71 · 0,9· 0,8 · 6 = 1,52 кН/м (W3’ = 1,5 ·  = 1,14 кН/м)

W =  =  = 3,5 кН

W’ =  =  = 2,6 кН

- Изгибающий момент в заделке от распределённой ветровой нагрузки на крайней колонне по оси А:

M = 0,86 · 12 · ( + 0,15) + [ · (12 – 5)] · [ · (12 – 5) + 5,15] = 81 кН·м

- Эквивалентная равномерно-распределённая нагрузка будет равна:

M =  → qW =  =  = 1,1 кН/м

- На правой колонне (по оси В): qW’ = 1,1 ·  = 0,83 кН/м

Нагрузки действующие на колонну по оси А:



**2. Расчёт поперечной рамы**

**2.1 Геометрические характеристики колонны**

I1 =  =  = 1,8 · 105 см4; I3 = I2 =7,2 · 105 см4

I2 =  = 7,2 · 105 см4; I4 = = 17,1 · 105 см4

- Коэффициенты:

α = а / L = 3,34 / 12,15 = 0,275

к = α3 · ; к1 = 0

Для крайней колонны:

ккр = 0,2753 ·  = 0,06; к1 = 0

Для средней колонны:

ккр = 0,2753 ·  = 0,03; к1 = 0

**2.2 Реакции колонн и рамы в целом на смещение Δ=1**



Бетон – В20 (Eb = 2700 кН/см2); RΔ = 

RАΔ = RгΔ =  = 3,4 кН

RБΔ = RВΔ =  = 8,3 кН

r11 = RАΔ + RБΔ + RВΔ + RГΔ = 23,4+2\*8,3 = 23,4 кН

**2.3 Определение усилий в колонне от постоянных нагрузок**

От постоянных нагрузок рама не смещается (т.к. нагрузки симметричны)

R =  +  =   = 0,48-0,06 = 0,41 кН

Определение усилий в стойке от собственного веса.

М1 = 3,4 кН·м; М2 = -21,4 кН·м; М3 = -1,5 кН·м; М4 = 22,3 кН·м



а) Изгибающие моменты:

М1-1 = 3,4 кН·м

М2-2 = 3,4 – 0,4 · 3,34 = 2,03 кН·м

М3-3 = 2,03-21,4-1,5+22,3 = -0,6 кН·м

М4-4 = 3,4 -21,4-1,5+22,3– 0,41 · 12,15 = -2,2 кН·м

б) Продольные силы:

N1-1 = G1 = 225,4 кН

N2-2 = G1 + G2 = 225,4+ 14 = 239,4 кН

N3-3 = G1 + G2 + G4= 239,4 + 49,5 = 288,9 кН

N4-4 = N3-3 + G3 = 288,9 + 58 = 346,9 кН

в) Поперечная сила:

Q4-4 = R = 0,41 кН

Определение усилий в стойке от снеговой нагрузки.

R =  +  =  +  = = -0,6 кН

а) Изгибающие моменты:

М1-1 = 1,1 кН·м

М2-2 = 1,1 + 0,6 · 3,34 = 3,1 кН·м

М3-3 = 3,1-6,7 = -3,4 кН·м

М4-4 = 1,1 -6,7 + 0,6 · 12,15 = 1,69 кН·м



б) Продольные силы:

N1-1 = N2-2 = N3-3 = N4-4 = S1 = 70 кН

в) Поперечная сила:

Q4-4 = R = -0,6 кН

Определение усилий в стойке от давления кранов.

Рама смещается под действием внешних сил. Если бы смещения не происходило, то возникли бы следующие реакции:



RA =  =  = 17,8кН

RБ =  =  = - 5,8 кН

Так как количество пролетов равняется трем, то смещение верха колонны не учитываем.

Рассмотрим нагружение на крайнюю колонну по оси А силой Дмах,а на среднюю колонну по оси Б силой Дmin.Такое нагружение несимметричное.

Усилия в колонне:



а) Изгибающие моменты:

М1-1 = 0

М2-2 = - 17,8 · 3,34 = - 59,5 кН·м

М3-3 = - 59,5 + 165 = 105,5 кН·м

М4-4 = - 17,8 · 12,15 + 165 = -51,3 кН·м

б) Продольные силы:

N1-1 = N2-2 = 0

N3-3 = N4-4 = Dmax = 165 кН

в) Поперечная сила:

Q4-4 = R = 17,8 кН

Загрузим крайнюю колонну по оси А силой Дmin,а среднюю колонну по оси Б силой Дмах.

МА = Dmin · eкр = 69 · 0,45= 31,1 кН·м

МБ =- Dmax · eкр = -367 · 0,75 = -275,3 кН·м

RA =  =  = 3.4кН

RБ =  =  = - 30.5 кН



а) Изгибающие моменты:

М1-1 = 0

М2-2 = - 3.4 · 3,34 = - 11.4 кН·м

М3-3 = - 11.4 + 31.1 = 19.7 кН·м

М4-4 = - 3.4 · 12,15 + 31.1 = -10.2 кН·м

б) Продольные силы:

N1-1 = N2-2 = 0

N3-3 = N4-4 = Dmax = 69 кН

в) Поперечная сила:

Q4-4 = R = 3.4 кН

Определение усилий в стойке от торможения тележек кранов

Если бы рама не смещалась от действия внешних сил, то реакция стойки была бы следующей:

R =  =  = 7,2 кН

Усилия в стойке:

а) Изгибающие моменты:

М1-1 = 0

М2-2 = 7.2 · 3,34 – 10.5 · 1,0 = 13.6 кН·м

М3-3 = М2-2 = 13.6 кН·м

М4-4 = 7.2·12,15-10.5·(12.15-2.4)= -14.9кН·м

б) Продольные силы:

N1-1 = N2-2 = N3-3 = N4-4 = 0



в) Поперечная сила:

Q4-4 = ± (7.2– 10.5) = ± 3.3 кН

Определение усилий в стойке от ветра.

### Ветровое нагружение

- нагружение от действия ветра по направлению слева направо

Значения нагрузок waкт=1.1кН/м,wпасс=0.83кН/м,W=3.5кН.

Реактивное усилие в верхнем узле от действия активного ветра на колонну по оси А:



Реактивное усилие от действия пассивного ветра по оси Г:



Rip=ВА+ВГ+W=4.8+3.6+3.5=11.9кН

Δ1=-

ВупрА =

ВупрГ=

-строим эпюры М,N и Q от нагружения ветром слева направо

М1-1=0 М2-2= М3-3 =

М4-4=

При нагружении колонны по оси В реакцией ВпрВ=0.63кН и равномерно распределенной нагрузкой wпасс=0.83кН/м.

М1-1=0 М2-2= М3-3 =

М4-4=

Ось А: Q1-1=-1.83кН Q2-2=Q3-3=1.1∙3.34-1.83=1.84кН

Q4-4=1.1∙12.15-1.83=11.55кН

Ось Г: Q1-1=-0.63кН Q2-2=Q3-3=0.83∙3.34-0.63=2.14кН

Q4-4=0.83∙12.15-0.63=9.46кН

нагружение ветром справа налево

Значения усилий будут такие:

Ось А: М1-1=0 М2-2= М3-3 =-2.5 кН∙м

М4-4=-53.6кН∙м

Q1-1=0.63кНQ2-2=Q3-3=-2.14кН Q4-4=-9.46кН

N1-1=N2-2=N3-3=N4-4=0

Ось Г: М1-1=0 М2-2= М3-3 =-0.02кН∙м

М4-4=-59.0кН∙м

Q1-1=1.83кН Q2-2=Q3-3=-1.84кН

Q4-4=-11.55кН

**3. Расчёт внецентренносжатой колонны**

Бетон В25, Арматура класса А400с, армирование – симметричное.

**3.1 Надкрановая часть**

- Комбинация усилий:

M = -71.07 кН·м; Me = 2.03+(-59.5-13.6)/2=-34.57 кН·м; N = 239.4 кН

- Расчётная длина: L0 = 2 · Ннадкр = 2 · 3,34 = 6.68 м

- Эксцентриситет: e0 = M / N = 71.07 / 239.4 = 0,3 м = 30 см

- Определяю коэффициент влияния длительного действия нагрузки:

φL = 1 + β · , где β принимается равной 1 (для тяжёлого бетона)

φL = 1 + 1 ·  = 1.49

- Определение коэффициента δ:

δ1 = е0 / h = 30 / 38 = 0,789

δ2 = 0,5 – 0,01 ·  - 0,01 · Rb= 0,5 – 0,01 ·  - 0,01 · 14,5 = 0,178

Принимаю: δ = δmax = 0,789

- ν = ES / Eb = 20000 / 3000 = 6,67

Ncr =  · ,

где μ – коэффициент армирования (предварительно принимается = 0,005)

Ncr =  ·  = 1673 кН

- Коэффициент влияния прогиба при продольном изгибе:

η =  =  = 1,17 (должен находится в пределах 1 ÷1,4)

- Расчётная величина эксцентриситета: η · e0 = 1,17 · 30 = 35 см

- Определение случая внецентренного сжатия для симметричного армирования

x=N/Rb·b=239.4/1,45·40=4.1 см; ξy·h0 =0,594·34=20.2 см, что > х=4.1 см

(если х > 20.2 – случай больших эксцентриситетов

x < 20.2 – случай малых эксцентриситетов)

Т.к. используется симметричное армирование, вследствие чего х < 20.2 → мы имеем дело со случаем малых эксцентриситетов )

- е = η · е0 +  - а = 1,17 · 30 +  - 4 = 50 см

- AS = AS’ = =  = 3.4 см2



Армирование принимаем конструктивно: 6Ø16А400с(AS=12,06см2)

Хомуты и шпильки: Ø5Вр-I Примем Sw=40 см.

**3.2 Подкрановая часть**

- Комбинация усилий:

M = 118,5 кН·м

Me = -0,6+(105,5+13,6)/2=58,95 кН·м

N = 453,9 кН

- Расчётная длина: L0 = 1,5 · Нподкр = 1,5 · 8,81 = 13,215 м

- Эксцентриситет: e0 = M / N = 118,5 / 453,9 = 0,26 м = 26 см

- Определяю коэффициент влияния длительного действия нагрузки:

φL = 1 + β · , где β принимается равной 1 (для тяжёлого бетона)

φL = 1 + 1 ·  = 1,5

- Определение коэффициента δ:

δ1 = е0 / h = 26 / 60 = 0,433

δ2 = 0,5 – 0,01 ·  - 0,01 · Rb= 0,5 – 0,01 ·  - 0,01 · 14,5 = 0,13

Принимаю: δ = δmax = 0,433

- ν = ES / Eb = 20000 / 3000 = 6,67

Ncr =  · ,

где μ – коэффициент армирования (предварительно принимается = 0,005)

Ncr =  ·  = 2212 кН

- Коэффициент влияния прогиба при продольном изгибе:

η =  =  = 1,26 (должен находится в пределах 1 ÷1,4)

- Расчётная величина эксцентриситета: η · e0 = 1,26 · 26 = 32,7 см

- Определение случая внецентренного сжатия для симметричного армирования

x=N/Rb·b=453,9/1,45·40=7,8 см; ξy·h0 =0,594·56=33,3 см, что > х=7,8 см

(если х > 33,3 – случай больших эксцентриситетов

x < 33,3 – случай малых эксцентриситетов)

Т.к. используется симметричное армирование, вследствие чего х < 33,3 → мы имеем дело со случаем малых эксцентриситетов )

- е = η · е0 +  - а = 1,26 · 26 +  - 4 = 58,7 см

- AS = AS’ =  =  = 1,54



Армирование принимается конструктивно исходя из:

(AS + AS’)min = 0,004 · b · h = 0,004 · 40 · 60 = 9,6 см2

6Ø16А400с(AS=12,06см2)

Хомуты и шпильки: Ø5Вр-I Примем Sw=35 см.

**4. Расчёт внецентренно нагруженного фундамента**

М=-101,02кН∙м

N=495,4кН

Q=10,9кН

N6=38,6кН – вес фундаментной балки и стенового ограждения.

Переводим все нагрузки в нормативные:









На уровне подошвы фундамента:





## 

## 4.1 Определение размеров подошвы фундамента



R0 – расчетное сопротивление грунта (из задания R0=0,15МПа=150кН/м2)



Определяем ширину фундамента:



Принимаю: b=2,1м; а=2,7м.



Определяем момент сопротивления:



Проверка давления под подошвой фундамента



R=150кН/м2 – расчетное сопротивление грунта

Аф=5,67м2; Wф=2,55м3; Nser=465,9кН; Мser=-91,76кН∙м; d=1,95





**Рсредн =  =  = 121,2 кПа < R0 = 150 кПа**

**4.2 Расчет фундамента на продавливание**

Проекция площади среза на продавливание:

Апрод=0,15\*2,1+=1,057м2=10570см2

Прочность на скалывание:

Rbt Апрод=0.0910570=952 kH

Продавливающая сила:

F= Pmax0,152.1=157,20.152.1=49,5кН<952кН

**Прочности на продавливание достаточно!**

**4.3 Принятие формы и размеров фундамента**



**4.4 Расчёт арматуры подошвы фундамента в направлении А**



а) Давление на грунт в расчётных сечениях:

P1 =  + Pmin = + 85,2 = 129,2 кПа

P2 =  + Pmin =  + 85,2 = 137,2 кПа

P3 =  + Pmin =  + 85,2 = 147,9 кПа

б) Изгибающие моменты в расчётных сечениях:

M1-1 = b · L12 ·  = 2,1 · 1,052 ·  = 171,17 кН·м

M2-2 = b · L22 ·  = 2,1 · 0,752 ·  = 88,9 кН·м

M3-3 = b · L32 ·  = 2,1 · 0,452 ·  = 32,77 кН·м

в) AS1-1 =  =  = 3,93 см2

AS2-2 =  =  = 6,66 см2

AS3-3 =  =  = 3,94 см2

Минимальный процент армирования для изгибаемых элементов равен 0,05%.

Коэффициент армирования 



Сечение 1-1: 

Сечение 2-2: 

Сечение 3-3: 

Сечение 1-1 является наиболее опасным.

Принимаю армирование: 14 Ø 14 А300с (AS = 21,55 см2), шаг 150 мм

**4.5 Расчёт арматуры подошвы фундамента в направлении Б**

а) Изгибающие моменты в расчётных сечениях:

М4-4 = 0,125 · РСР · а · (b – bкол)2 = 0,125 · 121,2 · 2,7 · (2,1 – 0,6)2 = 92,03 кН·м

М5-5 = 0,125 · РСР · а · (b – b1)2 = 0,125 · 121,2 · 2,7 · (2,1 – 1)2 = 49,5 кН·м

М6-6 = 0,125 · РСР · а · (b – b2)2 = 0,125 · 121,2 · 2,7 · (2,1 – 1,6)2 = 10,2 кН·м

в) AS4-4 =  =  = 2,11 см2

AS5-5 =  =  = 3,71 см2

AS6-6 =  =  = 1,76 см2

Принимаю: 18 Ø 10 А300с (AS = 14,13 см2), шаг 150 мм

**4.6 Расчёт продольной вертикальной арматуры**



M7-7 = M + Q · hст+ = 101,02 – 10,9 · 0,65+38,6\*0,6 = 117,1 кН·м

N7-7 = N + γf · Vст · ρж.б. = 495,4+38,6 + 1,1 · (1,2 · 1,0 · 0,65) · 25 = 555,45 кН

е0 = M7-7 / N7-7 = 117,1 / 555,45 = 0,21 м = 21 см

е = е0 +  - а = 21 +  - 5 = 76 см

- Определяем положение нейтральной оси:

Rb · bf’ · hf’ = 1,15 · 100 · 25 = 2875 кН > N = 555,45 кН → нейтральная ось проходит в полке;

х = N / Rb · b = 555,45 / 1,15 · 100 = 4,83 см → имеет место первый случай внецентренного сжатия.

AS = AS’ =  =  = < 0

Армирование принимается конструктивно из условия:

ASmin = 0,0005 · bf’ · h = 0,0005 · 120 · 100 = 6 см2

Принимаю: 5 Ø 16 А300с (AS = 10.05 см2)

**4.7 Расчёт поперечной арматуры стакана фундамента**

ASW = , где

ΣZSW – сумма расстояний от дна стакана до каждой ниже лежащей сетки;

M + Q · hст + \*е= 101,02 – 10,9 · 0.65+38,6\*0,6 = 117.1 кН·м

ΣZSW = 15 + 35 + 55 + 75 = 180 см

ASW =  = 2.9 см2

Принимаю: 4 Ø 10 А300с (AS = 3.14 см2)

**Прочности на продавливание достаточно!**

**5. Расчет предварительно напряженной подкрановой балки**

Мостовой кран грузоподъёмностью 150/30 кН, L=16.5.Группа режима работы 5 к.База крана 4400 мм,ширина 6300 мм.

Расчётная схема подкрановой балки.

при ширине сечения колонн 400 мм и ширине опорной закладной детали балки 200 мм определяем расчётный пролёт:







ns=0,85 – коэффициент сочетания усилий, зависит от количества кранов;

kf – коэффициент, определяющий положение сечения (для середины пролета kf=1)

k1 – определяется по таблице (прилож. 5 Барашиков)





 кН/п.м.

 кН/п.м.



k1=0,35







k0=1,68 – из таблицы.

Расчёт прочности по нормальным сечениям

исходные данные:

Бетон В 40 

Арматура ø 15 К-7

Рабочая высота h0=1000-120=880 мм,



Исходя из условий трещиностойкости и деформативности, полученную площадь арматуры увеличивают на 30%.



1 ø15 К-7 – Аsp=1,416см2;

4 ø15 К-7 – Аsp=5,66см2;

Asp’=0,2∙ Аsp=0,2∙5,66=1,13 см2;

Принимаем: 2 ø15 К-7 – Аsp’=2,83см2;

**Геометрические характеристики сечения:**



**- Площадь бетона:**

****

**- Площадь всей арматуры:**

****

****



**- Статический момент инерции относительно нижней грани:**

****

****

**- Координаты центра тяжести сечения:**

****

**- Осевой момент инерции приведенного сечения:**

****

**-**

**Моменты сопротивления приведенного сечения:**

**- Относительно нижней грани**

****

**- Относительно верхней грани**

****

**- Расстояние до ядровых точек:**

**, **

Определение потерь предварительного напряжения

Потери могут быть первые и вторые. Первые потери учитывают кратковременное их проявление, а вторые учитывают длительное проявление.

К первым потерям относятся:

* Потери от релаксации арматуры (σ1);
* Потери от температурного перепада (σ2);
* Потери от обжатия шайбы (σ3);
* Потери от трения арматуры в каналах (σ4);
* Потери от деформации форм (σ5).









 





σ6 – потери от быстро натекающей ползучести.

Для вычисления потерь от быстро натекающей ползучести необходимо определить усилие предварительного обжатия, а затем вычислить значение напряжений в бетоне в уровне верхней и нижней грани.



Р01 – первые потери;

Р02 – с учетом всех первых потерь;

Р03 – с учетом всех потерь;





 при 

 при 



σbp – напряжение на уровне арматуры;

Rbp – «отпускная» прочность бетона (прочность, при которой отпускается арматура) Rbp=(0,7…0,9)R. Класс бетона В40 Rbp=0,9∙40=36МПа.

Суммарные напряжения в арматуре после учета первых пяти потерь.



Усилие предварительного обжатия P01:



**Эксцентриситет этой силы относительно центра тяжести:**

****

**Напряжение обжатия в бетоне на уровне арматуры :**

****

**Напряжение обжатия в бетоне на уровне арматуры :**

****

**- Потери от быстронатекающей ползучести**

Предварительно определим коэффициент :

, примем 

 - передаточная прочность бетона

 - кубиковая прочность бетона

Так как , 

- коэффициент учитывающий тепловую обработку бетона



Первые потери с учетом быстронатекающей ползучести:

- Внизу



- Вверху



Напряжение в арматуре с учетом первых потерь:





Напряжение в ненапрягаемой арматуре:

Ненапрягаемая арматура первоначально испытывает напряжение только от ползучести:





Усилие обжатия бетона с учетом первых потерь:



Считаем, что эксцентриситет этой силы не изменился и остался равным 

Напряжение обжатия в бетоне на уровне арматуры :



Напряжение обжатия в бетоне на уровне арматуры :



Вторые потери предварительного напряжения:

- От усадки бетона



(при натяжении на упоры и бетоне класса В40)

- От ползучести бетона

При 





- коэффициент учитывающий тепловую обработку бетона

Окончательно вторые потери:

- Внизу



- Вверху



Полные потери:





Напряжение в ненапрягаемой арматуре:





Усилие обжатия бетона с учетом всех потерь:



Усилие обжатия бетона с учетом коэффициента ,

учитывающий неточность натяжения арматуры:



Расчет прочности балки от тормозных сил:

Примем что на изгиб от силы торможения работает только верхняя полка подкрановой балки.

Максимальный момент при торможении:



Тser=

T=1.1\*5.5=6.05кН

Определим относительную высоту сжатой зоны бетона:



Определим максимальный момент, который может воспринять полка от действия горизонтальных сил:





(Прочность обеспечена)

Расчет прочности наклонного сечения подкрановой балки



поперечный рама колонна нагрузка

**Опорная реакция:**

****

Определим поперечную силу для двух сечений:





В сечении 1-1

Расчет элементов на действие поперечной силы по наклонной

трещине производится по следующей формуле:



Определим поперечное усилие воспринимаемое бетоном в сечении I-I:



(значит, прочности бетона недостаточно для восприятия поперечного усилия и поперечная арматура требуется по расчету)

Определим коэффициент , учитывающий влияние сжатых полок в тавровых сечениях:



Определим коэффициент , учитывающий влияние продольных сил

(сил предварительного напряжения):



Сумма 

Примем хомуты , с шагом стержней 

Определим погонную несущую способность хомутов:



Для хомутов установленных по расчету должно выполнятся условие:



Определим проекцию наклонной трещины:



Примем 

Определим поперечное усилие воспринимаемое хомутами в сечении I-I:





В сечении 2-2

Определим поперечное усилие воспринимаемое бетоном в сечении II-II:



(значит, прочности бетона достаточно для восприятия поперечного усилия и поперечная арматура принимается конструктивно)

Т.е. конструктивно устанавливаем хомуты с принятым шагом 

Расчет подкрановой балки на трещиностойкость

,где

-  - момент внешних сил

- - момент воспринимаемый сечение при образовании трещины



-- расчетное сопротивление бетона растяжению погруппе

-- момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна



-- момент от усилия (усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь предварительного напряжения) относительно нейтральной оси и проходящей через ядровую точку наиболее удаленную от растянутой зоны.





Т.е. трещины не образуются

Расчет подкрановой балки по деформациям

Расчет подкрановой балки на прогиб производится при и 

Деформации (прогибы) элементов железобетонных конструкций следует вычислять по формулам строительной механики, определяя входящие в них значения кривизны.

Определим изгибающий момент от постоянной нагрузки:



Определим изгибающий момент от крановой нагрузки:



Определим кривизну от кратковременной нагрузки:



- коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона и принимаемый для тяжелого бетона.

Определим кривизну от длительной нагрузки:



- коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона при влажности воздуха окружающей среды .

Определим кривизну от предварительного напряжения:







Определим прогиб для случая кратковременного раскрытия трещин от полной расчетной нагрузки, увеличив значения кривизн на:



При соотношении , учитывается влияние поперечных сил









Относительный прогиб составит:



Расчет подкрановой балки на выносливость

Расчет ведем от одного крана при 

Момент от собственного веса балки и рельса:



Момент от одного крана в середине пролета:



Суммарный момент:



Усилит обжатия бетона при 

, 

Напряжение обжатия в бетоне в крайнем нижнем волокне:



Напряжение обжатия в бетоне в крайнем верхнем волокне:



Напряжение в бетоне от внешней нагрузки с учетом предварительного напряжения:

- при наличии крана внизу:



- при наличии крана вверху:



- при отсутствии крана внизу:



- при отсутствии крана вверху:



Определим коэффициент ассиметрии циклов напряжений:





Согласно СНиП табл.16 коэффициент условий работы при многократно повторяющейся нагрузки: , для тяжелого бетона при естественной влажности.

Определим максимально допустимое напряжение в бетоне:



Выносливость по бетону достаточна.

Напряжения в растянутой арматуре после окончания обжатия бетона:



- коэффициент приведения напряжений в бетоне к напряжениям в арматуре с учетом неупругих деформаций бетона.

Определим напряжение в арматуре от внешней нагрузки учетом предварительного напряжения:

- при наличии крана:



-при отсутствии крана:



Определим коэффициент ассиметрии цикла:



Согласно СНиП табл.25 коэффициент условий работы арматуры при многократно повторяющейся нагрузки: , для арматуры К-7.

Определим максимально допустимое напряжение в арматуре:



Выносливость по арматуре обеспечена

**6. Расчёт балки покрытия**



Балка изготавливается из бетона М500 с тепловой обработкой. Армирование выполняется из канатов . Поперечная арматура А300. Сварные сетки из стали Вр-1. Конструктивная арматура А 400с.

 -  

Расчетный пролет балки 

Где - расстояние от оси здания до торца балки, -расстояние от торца балки до середины опоры.

Сбор нагрузки на плиту покрытия:

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №  п/п | Вид нагрузки: | Норм-ая,  кН/м2 | γf | Расчётная,  кН |
| 1  2  3 | А. Постоянная:  покрытия:  2,6х6  собственный вес балки:  91:18  Вентиляционные короба и трубопроводы (масса 50 кг/м2)  0,5х6  Итого: | 15,6  5,06  3  gn =23,66 | -  1,1  1,2 | 15,6  5,56  3,6  g=24,76 |
|  | Б. Временная:  Снеговая  Длительная 1,04х6 | 6,24 | 1,04 | 6,50 |
|  | В. Полная нагрузка:  Постоянная и длительная | 29,9 | - | 31,26 |

Всего: gn =29,9 g=31,26

Максимальный момент в середине пролета от полной расчетной нагрузки:



Максимальный момент в середине пролета от полной нормативной нагрузки:



Наибольшая поперечная сила от полной расчетной нагрузки:



Определяем изгибающий момент в расчетном сечении балки на расстоянии 0.37l от опоры 



Предварительный расчет сечения арматуры. Из условия обеспечения прочности, сечение напрягаемой арматуры должно быть:



В сечении на расстоянии 0.37l пролета:



где  

где  -расстояние от торца балки до сечения хр=0.37l 

Ориентировочное сечение напрягаемой арматуры из условия обеспечения трещеностойкости:



- предварительно контролируемое напряжение назначается 0,7х1600=1120мПа=112кН\см2



Применяем канаты класса 15 К-7. 



Количество канатов:



Армирование балки:

Верхнюю полку армируют сварными каркасами К-3 и К-4, состоящими из 2-х продольных стержней  и поперечных с шагом 200мм. Стенку армируют каркасами К-1 и К-2, в два ряда, перепуск сеток в местах стыков равен 300мм.

Для обеспечения трещеностойкости и прочности опорного узла поставлены сетки К-5 из проволоки . Сетки К-5 приняты длиной 50 см.

Закладные детали М-1 и М-2 выполняют из листовой стали класса с38/23, марки В ст3 со штырями из арматуры класса А240.

##### Литература

1. Нешумова К.А. «Электронные вычислительные машины системы». Учебник для техникумов спец. ЭВТ - 2е издание дополненное и переработанное. М.: высшая школа, 1989-366 стр.
2. «Программирование микропроцессорных систем». Учебник П78 пособие для вузов. В.Ф. Шальгин, А.Е Костин, В.М. Илюшенко, П.А Гимодеев. Под редакцией В.Ф. Шальгина – М.: Высшая школа, 1990-303 стр.
3. В.П. Горбунов, Д.И. Панфилов, Д.Л. Преснухин «Справочное пособие по микропроцессорам и микроЭВМ». М: Высшая школа 1988-271 стр.
4. Микропроцессоры и микропроцессорные комплекты интегральных микросхем. Справочник: 2 том/Н.М. Аверьянов, А.И. Березенко и д.р. Под редакцией В.А. Шахнова 1988-Т.2-368 стр. 64-70.
5. «Микропроцессорные средства и системы» Журнал: 1988 г., стр. 76-78.