1. КОМПОНОВКА ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

1.1 Общие данные

Требуется рассчитать и законструировать основные несущие железобетонные конструкции одноэтажного промышленного здания.

Здание отапливаемое, двухпролетное (рис. 1, а). Район строительства г. Липецк, местность типа В. Здание состоит из трёх температурных блоков длиной 54+54+54м. (рис. 1,б). Пролеты здания - 21 м, шаг колонн - 6 м. Покрытие здания – тёплое. Плиты покрытия железобетонные размером 3х6 м. Стропильные конструкции - железобетонные сегментные фермы пролетом 21 м. Устройство светоаэрационных фонарей не предусматривается, цех оснащен лампами дневного света.

Каждый пролет здания оборудован двумя мостовыми кранами с группой работы 5К и грузоподъемностью 20/5 т. Отметка верха кранового рельса 9,2 м, высота кранового рельса 150 мм (тип КР-70).

Подкрановые балки разрезные железобетонные, предварительно напряженные, высотой 1,0 м.

Наружные стены – панельные: нижняя панель самонесущая, выше – навесные.

Для обеспечения пространственной жесткости здания в продольном направлении предусмотрены стальные вертикальные связи по колоннам крестового типа. Место установки связей – середина температурного блока в пределах одного шага колонн на высоту от пола до низа подкрановых балок (рис. 1,б).

Жесткость здания в поперечном направлении обеспечивается защемлением колонн в фундаментах и размерами сечений колонн, назначенными в соответствии с рекомендациями гл.XII [9].

Жесткость диска покрытия в горизонтальной плоскости создается крупноразмерными железобетонными плитами покрытия, приваренными не менее чем в 3-х точках к стропильным конструкциям. Швы между плитами должны быть замоноличены бетоном класса не менее В10.

1.2 Геометрия и размеры колонн

Расстояние от пола до головки подкранового рельса . Высота надкрановой части ступенчатой колонны определяется из условия:



(Hкр - из прил.15)



Высота подкрановой части колонн:

.



Полная высота колонны при минимальном значении



.



Тогда габаритный размер здания , что не



кратно модулю 0,6 м. Условию кратности размера H=12,0 м отвечает высота

надкрановой части

,



при которой

. (рис.1,а).



а)



б)



Рис. 1. Монтажная схема здания разрез (а), план (б).

привязка колонн.

0 мм – шаг, т, .



250 мм – если одно из трех условий не выполнено. В данном случае грузоподъемность , что не превышает допустимые 30т, значит, привязка к оси будет равна 0 мм.



#### Типы колонн

Размер сечений колонн:

-крайних: в подкрановой части - для кранов грузоподъёмностью 20т. Тогда . Принимаем (кратно 100 мм). Т.к. >1,0м, то колонну принимаем двухветвевой (рис. 2).



В надкрановой части (рис. 3):



где:

- привязка кранового пути к разбивочной оси;



- привязка осей крайних колонн к разбивочным осям;



- расстояние от оси кранового рельса до торца крана (прил. 15);



- минимально допустимый зазор между торцом крана и гранью колонны.



Принимаем - из условия опирания стропильных конструкций.



Ширина колонны «b» принимается большей из трёх значений, кратной 100 мм:



- для шага колонн 6м . (b≥ 50 см – для шага колонн 12 м.).



Принимаем .



-средних : (900 мм.)



- из условия опирания стропильных конструкций.



;



;



.



Окончательно принимаем ширину средних колонн (рис. 2).



Размеры сечений ветвей двухветвенных колонн (в плоскости рамы) примем равными для крайних колонн



а) б)



Рис. 2. Размеры колонн



Рис. 3. К назначению высоты сечения верхней части колонны

1.3 Определение нагрузок на раму

Постоянные нагрузки

Таблица 1

Нагрузка от веса покрытия

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Элементы покрытия | Источник | Нормативная нагрузка, Па | | Коэфф.  надежности по нагрузке, | Расчетная нагрузка, Па |
| Рулонный ковер |  | 100 | | 1,3 | 130 |
| Цементно- песчаная стяжка |  | 630 | | 1,3 | 819 |
| Плитный утеплитель |  | 360 | 1,2 | | 432 |
| Пароизоляция |  | 50 | 1,3 | | 65 |
| Железобетонные ребристые плиты покрытия размером в плане 3х6 м | Приложение  21 | 1570 | | 1,1 | 1727 |
| Итого: g |  | 2710 | |  | 3173 |

Расчетное опорное давление фермы:

- от покрытия;кН;



- от фермы. кН.



где:

1,1 - коэффициент надежности по нагрузке ;



68 кН - вес фермы (прил. 21).

Расчетная нагрузка на крайнюю колонну от веса покрытия с учетом коэффициента надежности по назначению здания :



кН;



на среднюю:

кН.



Здание состоит из трех температурных блоков длинной 54 м. Наружные панельные стены до отметки 7,2 м самонесущие, выше – навесные.

Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления на участке между отметками 7,2 ….. 10,2 м ( - высота панелей, - высота остекления):



На участке между отметками 10,2 ….. 13,2 м. (рис. 4,а):

.



а)



б)



Рис. 4. Схема расположения стенового ограждения (а);

Линия влияния опорного давления подкрановых балок на колонну (б).

Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок и кранового пути.

Вес подкрановой балки пролетом 6м – 42 кН (прил. 21),а кранового пути

1,5 кН/м. Следовательно, расчетная нагрузка на колонну:

.



Расчетная нагрузка от веса колонн

Крайние колонны:

- надкрановая часть

;



- подкрановая часть

.



Средние колонны:

- надкрановая часть

;



- подкрановая часть

.



Временные нагрузки.

Снеговая нагрузка. Район строительства – г. Липецк, относящийся к III району по весу снегового покрова, для которого (см. прил. 16). Расчетная снеговая нагрузка при :



- на крайние колонны;кН;



- на средние колонны кН.



Крановая нагрузка. Вес поднимаемого груза . Пролет крана



21-2•0,75=19,5 м. Согласно прил. 15 база крана М=5600 мм, расстояние между колесами К=4400 мм, вес тележки Gn=60 кН, Fn,max=155 кН, Fn,min=64 кН. Расчетное максимальное давление колеса крана при :



кН; кН.



Расчетная поперечная тормозная сила на одно колесо:

.



Вертикальная крановая нагрузка на колонны от двух сближенных кранов с коэффициентом сочетаний :



кН;



кН.



где:



сумма ординат линий влияния давления двух подкрановых балок на колонну (рис. 4,б).

Вертикальная нагрузка от четырех кранов на среднюю колонну с коэффициентом сочетаний равна:



кН;



на крайние колонны: кН;



Горизонтальная крановая нагрузка от 2-х кранов при поперечном торможении:

.



Горизонтальная сила поперечного торможения приложена к колонне на уровне верха подкрановой балки на отметке 9,05 м. Относительное расстояние по вертикали от верха колонны до точки приложения тормозной силы : Н=12,00-8,05=3,95 :

- для крайних колонн ;



- для средних колонн .



Ветровая нагрузка. г. Липецк расположен в III районе по ветровому давлению, для которого Н/м2 (прил. 17). Для местности типа В коэффициент , учитывающий изменение ветрового давления по высоте здания равен (прил. 18):



на высоте 5 м---0,5;



то же 10 м ------0,65;



то же 20 м ------0,85;



то же 40 м -----1,1;



На высоте 12,0 м в соответствии с линейной интерполяцией (рис. 5):



На уровне парапета (отм. 13,2м.):

.



На уровне верха покрытия (отм. 14,90м.):



Переменное по высоте ветровое давление заменим равномерно распределенным, эквивалентным по моменту в заделке консольной стойки длиной 12,0 м:

.



При условии и значение аэродинамического коэффициента для наружных стен согласно приложения 4 [1] принято:



- с наветренной стороны , с подветренной (здесь и L соответственно длина и ширина здания). Расчетная равномерно распределенная ветровая нагрузка на колонны до отметки Н=12,0 м при коэффициенте надежности по нагрузке :



- с наветренной стороны

;



- с подветренной стороны

.



Расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка между отметками 12,0м и 14,9м:



Рис. 5. Распределение ветровой нагрузки по высоте здания.

2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Расчет рамы может выполняться одним из методов строительной механики, причем для сложных рам общего вида – с помощью ЭВМ.

Между тем, в большинстве одноэтажных промышленных зданий ригели располагаются на одном уровне, а их изгибная жесткость в своей плоскости значительно превосходит жесткость колонн и поэтому может быть принята равной EJ=Ґ. В этом случае наиболее просто расчет рам производится методом перемещений. Основную систему получим введением связи, препятствующей горизонтальному смещению верха колонн (рис.7.а.).

Определение усилий в стойках рамы производим в следующем порядке:

1. по заданным в п.1.2. размерам сечений колонн определяем их жесткость как для бетонных сечений в предположении упругой работы материала;
2. верхним концам колонн даем смещения и по формуле приложения 20 находим реакцию каждой колонны и рамы в целом



где n – число колонн поперечной рамы;



1. по формулам приложения 20 определяем реакции верхних опор стоек рамы в основной системе метода перемещений и суммарную реакцию в уровне верха колонн для каждого вида нагружения;



1. для каждого из нагружений (постоянная, снеговая, ветровая, комплекс крановых нагрузок) составляем каноническое уравнение метода перемещений, выражающее равенство нулю усилий во введенной (фиктивной) связи

, (2.1)



и находим значение ; здесь – коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса здания.



При действии на температурный блок постоянной, снеговой и ветровой нагрузок все рамы одинаково вовлекаются в работу, пространственный характер деформирования не проявляется и поэтому принимают . Крановая же нагрузка приложена лишь к нескольким рамам блока, но благодаря жесткому диску покрытия в работу включаются все остальные рамы. Именно в этом и проявляется пространственная работа блока рам. Величина для случая действия на раму крановой (локально приложенной) нагрузки может быть найдена по приближенной формуле:



, (2.2)



где:

– общее число поперечников в температурном блоке;



– расстояние от оси симметрии блока до каждого из поперечников, a– то же для второй от торца блока поперечной рамы (наиболее нагруженной);



– коэффициент, учитывающий податливость соединений плит покрытия; для сборных покрытий может быть принят равным 0,7;



=1, если в пролете имеется только 1 кран, в противном случае =0,7;



– для каждой стойки при данном нагружении вычисляем упругую реакцию в уровне верха:

(2.3)



– определяем изгибающие моменты M, продольную N и поперечную Q силы в каждой колонне как в консольной стойке от действия упругой реакции и внешних нагрузок.



Для подбора сечений колонн определяем наибольшие возможные усилия в четырех сечениях: I-I – сечение у верха колонны; II-II – сечение непосредственно выше подкрановой консоли; III-III – то же – ниже подкрановой консоли; IV-IV – сечение в заделке колонны.

2.1 Геометрические характеристики колонн

Размеры сечений двухветвевых колонн приведены на рис. 2.

Для крайней колонны:

количество панелей подкрановой части , расчетная высота колонны НК=15,75 м, в том числе подкрановой части НН=11,8 м, надкрановой части НВ=3,95 м, расстояние между осями ветвей с=0,95 м.



Момент инерции надкрановой части колонны

;



Момент инерции одной ветви

;



Момент инерции подкрановой части

;



Отношение высоты надкрановой части к полной высоте колонн

;



отношение моментов инерции подкрановой и надкрановой частей колонн:

.



По формулам приложения 20 вычисляем вспомогательные коэффициенты:

- ;



- ;



- .



Реакция верхней опоры колонны от ее единичного смещения:

.



для средней колонны:

HK=12,15 м, в т.ч. НН=8,2 м, НВ=3,95 м.

;



;



; ;



- принимаем равным 0;



- ;



- .



.



Суммарная реакция .



2.2 Усилия в колоннах от постоянной нагрузки

Продольная сила на крайней колонне действует с эксцентриситетом



(рис. 6).



Момент

.



В надкрановой части колонны действует также расчетная нагрузка от стеновых панелей толщиной 30 см: с эксцентриситетом



.



Момент: .



Суммарное значение момента, приложенного в уровне верха крайней колонны:

.



В подкрановой части колонны кроме сил G1 и , приложенных с эксцентриситетом



,



действуют: расчетная нагрузка от стеновых панелей с эксцентриситетом



расчетная нагрузка от подкрановых балок и кранового пути с эксцентриситетом



;



расчетная нагрузка от надкрановой части колонны с м. Суммарное значение момента, приложенного в уровне верха подкрановой консоли:



.



Вычисляем реакцию верхнего конца колонны по формулам прил.20:

.



Изгибающие моменты в сечениях колонны (нумерация сечений показана на рис. 8.а) равны (рис. 8.б):

- ;



- ;



- ;



- .



Рис. 6. К определению продольных эксцентриситетов.

Продольные силы в крайней колонне:

- ;



- ;



- .



Поперечная сила: .



Продольные силы в средней колонне:

- ;



- ;



- .



2.3 Усилия в колоннах от снеговой нагрузки

Продольная сила на крайней колонне действует с эксцентриситетом . Момент:



.



В подкрановой части колонны эта же сила приложена с эксцентриситетом , т.е. значение момента составляет:



.



Реакция верхнего конца крайней колонны от действия моментов M1 и M2 равна:

.



Изгибающие моменты в сечениях крайних колонн (рис. 8.в):

- ;



- ;



- ;



- .



Продольные силы в крайней колонне: .



Поперечная сила: .



Продольные силы в средней колонне: .



2.4 Усилия в колоннах от ветровой нагрузки

Реакция верхнего конца левой колонны по формуле приложения 20 от нагрузки

:



.



Реакция верхнего конца правой колонны от нагрузки :



.



Реакция введенной связи в основной системе метода перемещений от сосредоточенной силы .



Суммарная реакция связи: .



Горизонтальные перемещения верха колонн :



Вычисляем упругие реакции верха колонн:

- левой: ;



- средней: ;



- правой: ;



Изгибающие моменты в сечениях колонн (рис. 8. и):

- левой:

;



.



- средней:

;



.



- правой:

;



.



Поперечные силы в защемлениях колонн:

- левой: ;



- средней: ;



- правой: .



2.5 Усилия в колоннах от крановых нагрузок

Рассматриваются следующие виды нагружений:

1. вертикальная нагрузка Dmax на крайней колонне и Dmin на средней (рис. 7.а);
2. Dmax на средней колонне и Dmin на крайней;
3. Четыре крана с 2 Dmax на средней колонне и Dmin – на крайних (рис. 7.б);
4. Горизонтальная крановая нагрузка Н на крайней колонне (рис. 7.а);
5. Горизонтальная нагрузка Н на средней колонне.

а)



б)



Рис. 7. Схема расположения мостовых кранов для определения опорного давления подкрановых балок на колонну.

Рассмотрим загружение 1. На крайней колонне сила приложена с эксцентриситетом . Момент, приложенный к верху подкрановой части колонны . Реакция верхней опоры левой колонны:



Одновременно на средней колонне действует сила кН



с эксцентриситетом

м, т.е. .



Реакция верхней опоры средней колонны:



Суммарная реакция в основной системе .



Коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса здания, для сборных покрытий и двух кранах в пролете определим по формуле (2.2) при .



Для температурного блока длиной 48м:

м и n=9: ,



Тогда



Упругие реакции верха колонн:

- левой: кН



- средней: кН



- правой: кН.



Изгибающие моменты в сечениях колонн (рис. 8.г):

- левой:

;



;



.



- средней:

;



;



.



-

правой:

;



.



Поперечные силы в защемлениях колонн:

- левой: ;



- средней: ;



- правой: .



Продольные силы в сечениях колонн:

- левой: ; ;



- средней: ; ;



- правой: ; .



Рассмотрим загружение 2. На крайней колонне сила кН, приложена с эксцентриситетом , т.е. . Реакция верхней опоры левой колонны:



На средней колонне действует сила с эксцентриситетом



м, т.е. . Реакция верхней опоры средней колонны:



.



Суммарная реакция в основной системе

.



Тогда .



Упругие реакции верха колонн:

- левой: кН



- средней: кН



- правой: кН.



Изгибающие моменты в сечениях колонн (рис. 8.д):

- левой:

;



;



.



- средней:

;



;



.



- правой:

;



.



Поперечные силы в защемлениях колонн:

- левой: ;



- средней: ;



- правой: .



Продольные силы в сечениях колонн:

- левой: ; ;



- средней: ; ;



- правой: ; .



Рассмотрим загружение 3. На крайних колоннах сила Dmin, определенная с коэффициентом сочетаний (четыре крана), действует с эксцентриситетом , т.е. . Реакция верхней опоры левой колонны:



Реакция правой колонны , средней колонны (загружена центральной силой кН).



Так как рассматриваемое загружение симметрично, то усилия в колоннах определяем без учета смещения их верха. Изгибающие моменты в сечениях колонн (рис. 8.е):

– левой ;



;



.



– средней



Поперечные силы в защемлениях колонн:

– левой



– средней



– правой



Продольные силы в сечениях колонн:

– левой ; ;



– средней ; .



Рассмотрим загружение 4. Реакция верхней опоры левой колонны, к которой прложена горизонтальная крановая нагрузка .



.



В частном случае при значение может быть вычислено по упрощенной формуле:



кН



Реакции остальных колонн поперечной рамы в основной системе: ;



Суммарная реакция .



Тогда .



Упругие реакции верха колонн:

- левой: кН



- средней: кН



- правой: кН.



Изгибающие моменты в сечениях колонн (рис.8, ж):

- левой:

- в точке приложения силы :



;



;



.



- средней:

;



.



- правой:

;



.



Поперечные силы в защемлениях колонн:

-

левой: ;



- средней: ;



- правой: .



Рассмотрим загружение 5. Реакция верхней опоры средней колонны, к которой приложена горизонтальная нагрузка .



.



Реакции остальных колонн поперечной рамы в основной системе: ;



Суммарная реакция .



Тогда .



Упругие реакции верха колонн:

- левой и правой: кН



- средней: кН



Изгибающие моменты в сечениях колонн (рис.8, з):

- левой и правой:

;



.



- средней:

- в точке приложения силы :



;



;



.



Поперечные силы в защемлениях колонн:

- левой и правой:

;



- средней:

.



Результаты расчета поперечной рамы на все виды нагружений приведены в табл.2.

### 2.6 Расчетные сочетания усилий

Значения расчетных сочетаний усилий в сечениях колонн по оси А от разных нагрузок и их сочетаний, а также усилий, передаваемых с колонны на фундамент, приведены в табл. 2. Рассмотрены следующие комбинации усилий: наибольший положительный момент и соответствующая ему продольная сила; наибольший отрицательный момент и соответствующая ему продольная сила; наибольшая продольная сила и соответствующий ей изгибающий момент. Кроме того, для каждой комбинации усилий в сечении IV–IV вычислены значения поперечных сил, необходимые для расчета фундамента.



Значение изгибающих моментов и поперечных сил в загружениях 4 и 5 приняты со знаком ±, поскольку торможение тележек крана может осуществляться в обе стороны.

Учитывая, что колонны находятся в условиях внецентренного сжатия, в комбинацию усилий включены и те нагрузки, которые увеличивают эксцентриситет продольной силы.



|  |  |
| --- | --- |
| а) | б) |
| в) | г) |
| д) | е) |
| ж) | з) |
| и) | к) |

Рис. 8. К статическому расчету поперечной рамы:

а – основная система метода перемещений; б – эпюра от постоянной

нагрузки; в – снеговой; г-ж – крановых в соответствии с

нагружениями 1 ….. 5; и,к – ветровой слева и справа.

Таблица 2

Расчетные усилия в левой колонне (ось А) и их сочетания

(изгибающие моментвы в кН·м, силы – в кН).

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | | | Усилия в сечениях колонн | | | | | | |
| Нагрузки | № нагру-жения | Коэф-фици-ент  Соче-таний | II-II | | III-III | | IV-IV | | |
| M | N | M | N | M | N | Q |
| Постоянная | 1 | 1 | 25,54 | 281,78 | -39,36 | 361,41 | -8,34 | 438,87 | 3,53 |
| Снеговая | 2 | 1 | 20,47 | 143,64 | -15,44 | 143,64 | -10,85 | 143,64 | 0,488 |
| 3 | 0,9 | 18,42 | 129,28 | -13,90 | 129,28 | -9,77 | 129,28 | 0,44 |
| Крановая  (от2-х кранов)  Mmax на левой колонне | 4 | 1 | -87,19 | 0 | 196,55 | 630,52 | 37,41 | 630,52 | -16,93 |
| 5 | 0,9 | -78,47 | 0 | 176,90 | 567,47 | 33,67 | 567,47 | 15,24 |
| Крановая  (от2-х кранов)  Mmax на средней колонне | 6 | 1 | -52,69 | 0 | 36,19 | 197,52 | -59,97 | 197,52 | -10,23 |
| 7 | 0,9 | -47,42 | 0 | 32,57 | 177,77 | -53,97 | 177,77 | -9,21 |
| Крановая(от 4-х кранов) | 8 | 1 | -24,57 | 0 | 48,63 | 162,67 | 3,80 | 162,67 | -4,77 |
| 9 | 0,9 | -22,11 | 0 | 43,77 | 146,40 | 3,42 | 146,40 | -4,29 |
| Крановая на левой колонне | 10 | 1 | ±27,42 | 0 | ±27,42 | 0 | ±105,86 | 0 | ±14,19 |
| 11 | 0,9 | ±24,69 | 0 | ±24,69 | 0 | ±95,27 | 0 | ±12,77 |
| Крановая  на средней колонне | 12 | 1 | ±14,0 | 0 | ±14,0 | 0 | ±39,58 | 0 | ±2,72 |
| 13 | 0,9 | ±12,6 | 0 | ±12,6 | 0 | ±35,62 | 0 | ±2,45 |
| Ветровая слева | 14 | 1 | 13,99 | 0 | 13,99 | 0 | 122,26 | 0 | 17,21 |
| 15 | 0,9 | 12,59 | 0 | 12,59 | 0 | 110,03 | 0 | 15,29 |
| Ветровая справа | 16 | 1 | -21,47 | 0 | -21,47 | 0 | -112,43 | 0 | -13,23 |
| 17 | 0,9 | -19,32 | 0 | -19,32 | 0 | -101,19 | 0 | -11,91 |
| Основные сочетания нагрузок с учетом крановой и ветровой | | Mmax | 1+3+9+11(+)+15 | | 1+5+11(+)+15 | | 1+5+11(+)+15 | | |
| 59,13 | 411,06 | 174,82 | 928,88 | 230,63 | 1006,34 | 46,60 |
| Mmin | 1+5+11(-)+17 | | 1+3+17 | | 1+3+7+11(-)+17 | | |
| -96,94 | 281,78 | -72,58 | 490,69 | -268,54 | 745,92 | -30,15 |
| Nmax | 1+3+5+11(-)+17 | | 1+3+5+11(+)+15 | | 1+3+5+11(+)+15 | | |
| -78,52 | 411,06 | 160,92 | 1058,16 | 220,86 | 1135,62 | 47,04 |
| То же, без учета крановых и ветровой | | | 1+2 | | 1+2 | | 1+2 | | |
| 46,01 | 425,42 | -54,80 | 505,05 | -19,19 | 582,51 | 3,79 |

# 3. Расчет прочности двухветвевой колонны крайнего ряда

Для проектируемого здания принята сборная железобетонная колонна.

Бетон – тяжелый класса В15, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. . Арматура – класса А400. .



## 3.1 Надкрановая сплошная часть колонны

Расчет проводится для сечения II–II. В результате статического расчета поперечной рамы (табл. 2) имеем следующие сочетания усилий:

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 1) |  |  |
| 2) |  |  |
| 3) |  |  |
| 4) |  |  |

Для 1-го, 2-го и 3-го сочетаний т.к. в них входят усилия от кратковременных



нагрузок непродолжительного действия (крановые, ветровые). Для 4–го сочетания , так как в него входят только усилия от постоянной и снеговой нагрузок. В реальном проектировании необходимо выполнять расчет на все сочетания усилий. В курсовом проекте допускается по согласованию с консультантом выбрать одно наиболее неблагоприятное с точки зрения несущей способности колонны сочетание. Таковым для данного примера является третье сочетание.



Напомним геометрические характеристики надкрановой (верхней) части колонны (см. п. 1.2):

, , .



Рабочая высота сечения см. (см.).



Эксцентриситет продольной силы (знак «-» при вычислении эксцентриситета не учитываем):

.



Свободная длина надкрановой части при наличии крановой нагрузки в третьем сочетании:

м



(при отсутсвии в расчетном состонии крановой нагрузки вводится коэффициент 2,5)

Радиус инерции сечения:



Гибкость верхней части колонны:



Следовательно, в расчете прочности сечения необходимо учесть увеличение эксцентриситета продольной силы за счет продольного изгиба.

Момент от постоянной и длительно действующей части временной нагрузки (последняя учитывается, если в расчетное сочетание входит снеговая нагрузка)

в соответствии с табл. 2.



где к=0,5- коэффициент учитывающий длительно действующую часть снеговой нагрузки.

Продольная сила



,



знак «-» перед силой N1 принят в связи с отрицательным значением момента M1

Для тяжелого бетона .



Поскольку моменты и разных знаков и , принимаем равным 1,0. При одинаковых знаках моментов и коэффициент определяем по формуле:



Так как 0,15, принимаем .



Поскольку площадь арматуры надкрановой части колонны неизвестна

(ее определение – цель настоящего расчета), зададимся количеством арматуры, исходя из минимального процента армирования.

При суммарный минимальный процент армирования .



Тогда .



Жесткость железобетонного элемента:



Значение критической силы .



– условие выполнено.



Коэффициент продольного изгиба



Расчетный момент с учётом прогиба равен:

(знак «-» при вычислении момента не учитываем.)



В случае симметричного армирования сечения () высота сжатой зоны



Относительная высота сжатой зоны



Граничная относительная высота сжатой зоны



, следовательно, имеем первый случай внецентренного сжатия – случай «больших» эксцентриситетов.



;



.



т.е.рабочая арматура по расчёту не требуется.

Армируем сечение верхней части колонны конструктивно, исходя из минимального процента армирования.



Принимаем 3∅16 А400 с , что больше .



Количество стержней (в нашем примере – 3) выбирается с тем расчетом, чтобы наибольшее расстояние между ними по ширине колонны не превышало 400 мм.

В случае, если при расчёте получится и процент армирования превосходит принятый при определении, следует скорректировать значение и повторить расчёт.



Поперечная арматура принята класса А400 ∅6 мм (из условия сварки с продольной рабочей арматурой ∅16 мм). Шаг поперечных стержней мм (кратно 50мм), что удовлетворяет требованиям норм: мм и мм.



Проверим необходимость расчета надкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечной рамы.

см



т.к. – расчет из плоскости рамы не производится.



## 3.2 Подкрановая двухветвевая часть колонны

Расчет следует производить для сечений III–III и IV–IV, т.е. на 8 сочетаний усилий

(табл. 2):

1) ⎞



2) ⎟



3) ⎬III–III



4) ⎠



5) ⎞



6) ⎟



7) ⎬IV–IV



8) ⎠



Из приведенных 8 сочетаний наиболее невыгодными являются сочетания N6 и N7, относящиеся к сечению IV–IV, в месте заделки колонны в фундамент. Таким образом, всё армирование подкрановой части колонны определяется расчетом прочности сечения IV–IV.

Геометрические характеристики подкрановой части колонны:

, , .



Размеры сечения ветви:

, ,.



Расстояние между осями ветвей:

.



Количество панелей в соответствии с рис. 2, (под панелью понимается часть колонны между осями двух смежных распорок).



Среднее расстояние между осями распорок:



Высота сечения распорки



Далее по аналогии с расчетом надкрановой части колонны вычисляем:

а) для сочетания усилий N6: .



(знак «-» при вычислении эксцентриситета не учитываем)



м. т.к. крановая нагрузка в данном сочетании присутствует (при отсутствии крановой нагрузки в расчетном сочетании для однопролетного здания и при числе пролетов ).



Приведенный момент инерции сечения:



Приведенная гибкость

– в величине эксцентриситета необходимо учесть прогиб элемента.



Т.к. снеговая нагрузка в данном сочетании присутствует (табл. 2.):



;



;



;



Железобетонные колонны О.П.З изготавливаются в горизонтальной опалубке. В процессе высвобождения из опалубки и транспортировки колонна работает как изгибаемый элемент, в растянутой зоне которого могут образовываться трещины. Чтобы гарантировать их отсутствие, продольная арматура должна иметь диаметр не менее 16 мм. Исходя из этого, зададимся предварительным процентом армирования где – площадь сечения арматуры, принятой в виде 3∅16 А400.



Тогда



Отсюда > -условие выполнено.



.



Определяем усилия в ветвях колонны(поперечная сила в сечении IV–IV для сочетания N6 (табл. 2) кН):



кН – ветвь сжата



кН – ветвь сжата



.



Случайный эксцентриситет продольной силы принимается наибольшим из следующих значений:



1. см



1. см



1. см.



Поскольку эксцентриситет , в дальнейших расчетах используем его, тогда м.



Итак, для сочетания усилий N6, на одну ветвь получено:



Nb1=708,79кН; e=0,118м.

б) для сочетания усилий N7 .



; ;



Поскольку снеговая нагрузка входит в данное сочетание, имеем:



;



;



Так как и разных знаков и ,



коэффициент .



(см. Is для сочетания N6).



Отсюда



.



Усилия в ветвях:

кН – ветвь сжата



кН – ветвь сжата



.



.



Для сочетания усилий N7 имеем: Nb1=848,17 кН; e=0,1284 м.

Сравнение основных параметров, при прочих равных условиях определяющих необходимое для обеспечения прочности сечения колонны количество арматуры (), показывает невозможность выбора со стопроцентной гарантией одного из рассмотренных сочетаний (N6 и N7) в качестве наиболее неблагоприятного. Поэтому и при подборе арматуры в ветвях подкрановой части колонны продолжаем учитывать оба сочетания.



Сочетание N6



Граничная относительная высота сжатой зоны

<



,



т.е. дальнейший расчет выполняем при (при , для дальнейших расчётов следует принять ).



;



;



(в случае,



рабочая арматура по расчету не требуется, сечение следует армировать по конструктивным требованиям, исходя из минимального процента армирования, но не менее чем диаметром 16мм).

Поскольку в данном примере , вычисляем относительную высоту сжатой зоны и требуемую площадь арматуры :



;



Поскольку и при определении критической силы процент армирования был задан исходя из минимально допустимого диаметра арматуры (∅16мм), перерасчет не производим. В случае если и процент армирования значительно превосходит принятый при определении величины , следует скорректировать значение и повторить расчет.



Сочетание N7



Граничная относительная высота сжатой зоны

<



, следовательно принимаем ;



;



.



.



Так как при min диаметре арматуры ∅16 рабочая арматура по расчету по обоим сочетаниям не требуется, принятое ранее армирование - 3∅16 А400 с , оставляем без изменения.



В случае, если по расчету требуемое количество арматуры , фактическое армирование подбирается по сортаменту по большему из значений , полученным из расчёта по двум сочетаниям. При этом должно выполняться условие по минимальному проценту армирования и минимальному диаметру (∅16мм) рабочей арматуры.



Поперечная арматура принята класса А400 ∅6 мм (из условия сварки с продольной рабочей арматурой ∅16 мм). Шаг поперечных стержней мм, что удовлетворяет требованиям норм: мм и мм.



Проверим необходимость расчёта подкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечной рамы.

При расчете из плоскости рамы при наличии вертикальных связей между колоннами .



–расчет прочности подкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечной рамы, не требуется.

В противном случае, если , расчет производится на наихудшее сочетание N6 или N7, при .



## 3.3 Промежуточная распорка

Максимальная поперечная сила, действующая в сечениях подкрановой части колонны кН (табл. 2.)



Изгибающий момент в распорке



(знак «-» при вычислении момента не учитываем).

Поперечная сила в распорке:



Эпюра моментов в распорке:



Эпюра поперечных сил:



Размеры сечения распорки

м, м, м.



Площадь продольной рабочей арматуры при симметричном армировании:



Принимаем 3∅14 A400 с



Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении равна

,



но не более и не менее .



где:

- коэффициент, принимаемый равным 1,5;



- величина проекции опасной наклонной трещены на продольную ось распорки, принимая равной , но не более расстояния в свету между внутренними гранями ветвей колонны, т.е. ().



В нашем случае , следовательно принимаем .



,что больше и не превышает .



Поскольку , поперечную арматуру принимаем по конструктивным соображениям.



Зададимся поперечной арматурой: класс арматуры – А400: .



Диаметр поперечных стержней (из условия сварки с продольной рабочей арматурой ∅14) –∅6 мм, . Количество стержней в поперечном сечении распорки . Поскольку вся поперечная сила воспринимается бетоном , шаг поперечных стержней не должен превышать:



.В случае ,



Принимаем поперечную арматуру ∅6 А400 с шагом .



Схема армирования колонны представлена на рис. 9.



# Рис. 9. Схема армирования колонны.

# 4. Расчет фундамента под крайнюю колонну

Грунты основания – однородные. Преобладающий компонент – суглинки. Объемный вес грунта . Условное расчетное сопротивление грунта МПа. Усилия, передающиеся с колонны на фундамент, соответствуют сочетанию N7 для сечения IV–IV. Следует отметить, что, если подкрановая часть колонны рассчитывается на сочетание усилий, выбранное для сечения III–III, расчет фундамента должен производиться для наиболее опасного сочетания, специально отобранного в сечении IV–IV.



Для сочетания N7 имеем: , , . Максимальный диаметр продольной арматуры колонны мм.



Материалы фундамента:

– бетон монолитный класса В15, МПа, МПа;



– арматура класса А400, МПа.



## 4.1 Определение геометрических размеров фундамента

Высота фундамента определяется из условий:

а) Обеспечения жесткой заделки колонны в фундаменте:

для двухветвенной колонны в плоскости поперечной рамы

, гдем и



м, принимаем м > 0,863 м.



Тогда: м; (для сплошной колонны )



б) Обеспечения анкеровки рабочей арматуры колонны

.



где:

0,25 м – минимальная толщина дна стакана (0,2 м) с учетом подливки под колонну (0,05 м).

Базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления на бетон, определяют по формуле:



где: - соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня (- Ø16 мм; );



- расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле:



;



здесь:

- расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;



- коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:



1,5 – для гладкой арматуры;

2 – для холоднодеформированной арматуры периодического профиля;

2,5 – для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

- коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:



1,0 – при диаметре арматуры ;



0,9 – при диаметре арматуры .



Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкеровки определяют по формуле:

, (,



т.к. рабочая арматура в колонне по расчету не требуется).

где:

- площади поперечного сечения арматуры в колонне, соответственно требуемая по расчету и фактически установленная;



- коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки:



1,0 – для растянутых стержней;

0,75 – для сжатых стержней.

Фактическую длину анкеровки принимают и не менее



,



а так же не менее и .



Окончательно принимаем: , тогда



Расчетная глубина промерзания в районе г. Новосибирск равна м,



(прил. 19: ). Глубина заложения фундамента должна быть не менее . Принимаем высоту фундамента м (кратно 50 мм), что больше и . Глубина заложения фундамента при этом составит



.



### Размеры подошвы фундамента

Площадь подошвы , где кН –



нормативное значение продольной силы с учетом усредненного коэффициента надежности по нагрузке . Коэффициент 1,05, учитывает наличие изгибающего момента.



.



Зададимся соотношением большей стороны подошвы к меньшей .



Тогда

м; м.



Принимаем ., кратными 0,3 м., с округлением в большую сторону.



Уточненная площадь подошвы .



Момент сопротивления .



Уточняем нормативное давление на грунт:

при м и м.



Здесь – для суглинков (а также для глин, супесей и пылеватых песков);



– для песчаных грунтов;



м, м.



МПа.



Уточняем размеры подошвы:



м; м. > 2,4м



Принимаем м, м.



, .



При принятых размерах подошвы фундамента нормативное давление на грунт составит:



### Устанавливаем размеры фундамента.

Высота фундамента м. Размеры стакана в плане – рис. 10:



м, м (на 0,6 м больше соответствующих размеров поперечного сечения колонны).



Толщина стенки стакана по верху м.



Вынос подошвы фундамента за грань стакана:



– поэтому устраиваем вторую ступень высотой м. При этом высота стакана м, вылет верхней ступени принимаем (0,2м) – рис. 10.



4.2 Расчеты прочности элементов фундамента

### Определение краевых ординат эпюры давления.

Момент в уровне подошвы

.



Нормативная нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах

кН;



-



следовательно эпюра напряжений в грунте трапецевидная.



### Расчет арматуры подошвы фундамента

#### а) В плоскости поперечной рамы

;



.



Подбор арматуры производим в 3–х сечениях фундамента, которые в расчетной схеме (консольные балки под действием отпора грунта) отражают изменение пролетов и высот сечения консолей (см. рис. 10).

Сечение I–I

;



.



Рабочая высота подошвы ;



.



|  |
| --- |
| а) |
| б) |

Рис. 10. К расчету фундамента под колонну:

а – в плоскости действия изгибающего момента

б – из плоскости действия момента.

Сечение II–II



Рабочая высота подошвы

;



.



Сечение III–III

;



Рабочая высота подошвы

;



.



Подбор арматуры осуществляем в следующей последовательности:

1) Из 3–х найденных значений принимаем ;



2) задаемся шагом стержней S в диапазоне 200 ... 300 мм (кратно 50 мм);

3) задаемся расстоянием от края подошвы до первого стержня в диапазоне



50…100 мм (кратно 25 мм);

4) определяем количество стержней по формуле



–



результат необходимо округлить до целого большего;

5) По сортаменту определяем диаметр арматуры .

Принимаем S=300 мм , мм,



Тогда ,- не целое число. Принимая шаги крайних стержней S=250мм получим: . По сортаменту принимаем



9Ж12А400 с - рис.11.(При минимальный диаметр арматуры 12мм).



Процент армирования μ:

В сечении I-I ;



В сечении II-II ;



В сечении III-III .



Поскольку во всех сечениях , количество принятой



арматуры оставляем без изменения.

#### б) Из плоскости поперечной рамы

В курсовом проекте допускается данный расчет проводить для одного сечения (V–V, рис. 10,б):

;



h05=h02=116см;( h04=h01=56см ; h06=h03=216см);



.



Задаемся S=250мм, as=50 мм;

-



не целое число. Принимая шаги крайних стержней S=200мм, получим:

.



По сортаменту принимаем 9Ж13 А400 (рис. 11), с .



Поскольку длина подошвы не превышает 3 м, все стержни в продольном направлении доводим до конца, в противном случае каждый 2–ой стержень в продольном направлении не доводим до конца на 0,1l (с округлением в меньшую сторону кратно 5 см).

В рассматриваемом сечении

.



Процент армирования в других сечениях:

,



.



Поскольку во всех сечениях , количество принятой



арматуры оставляем без изменения. В случае (хотя бы в одном из сечений) следует увеличить диаметр принятой арматуры или уменьшить её шаг.



Рис. 11. Схема армирования плитной части фундамента.