**Введение**

Для металлургической, машиностроительной, легкой и других отраслей промышленности возводят одноэтажные каркасные здания. Конструктивной и технологической особенностью таких зданий является оборудование их транспортными средствами – мостовыми и подвесными кранами. Мостовые краны перемещаются по специальным путям, опертым на колонны; подвесные краны перемещаются по путям, подвешенным к элементам покрытия. Покрытие одноэтажных промышленных зданий может быть балочным из линейных элементов или пространственным в виде оболочек.

К элементам конструкции одноэтажного каркасного здания с балочным покрытием относятся: колонны, заделанные в фундаментах; ригели покрытия, опирающиеся на колонны; плиты покрытия, уложенные по ригелям; подкрановые балки; световые или аэрационные фонари. Основная конструкция каркаса – поперечная рама, образованная колоннами и ригелями.

Пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного каркасного здания достигаются защемлением колонн в фундаментах. В поперечном направлении пространственная жесткость обеспечивается поперечными рамами, в продольном – продольными рамами, образованными теми же колоннами, элементами покрытия, подкрановыми балками и вертикальными связями.

В данном курсовом проекте я попытаюсь рассчитать и запроектировать одноэтажное однопролетное промышленное здание с мостовыми кранами, грузоподъемностью – 30/5 т. Здание расположено в городе Смоленск; тип грунта – суглинок; длина здания – 84 м; шаг поперечных рам – 12м.

**1. Компоновка поперечной рамы**

**1.1 Геометрические размеры конструкций поперечной рамы**

В качестве основных несущих конструкций покрытия приняты железобетонные плоские балки двутаврового сечения пролетом 12 м. Устройство фонарей не предусматривается. Плиты покрытия предварительно напряженные железобетонные ребристые размером . Подкрановые балки железобетонные, высотой . Наружные стены приняты из керамзитобетонных панелей, толщиной 0,3 м. Расстояние от уровня чистого пола до уровня головки кранового рельса  высота кранового рельса 

Высота подкрановой части колонны Hн, определяется:



где: м - расстояние от уровня пола до уровня верхнего обреза фундамента;

Высота надкрановой части колонны Нв, определяется:



Окончательно принимаем , что отвечает модулю кратности 1,2 м для длины от нулевой отметки до низа стропильной конструкции.

где: - высота крана, согласно стандартам на мостовые краны;

- высота подкрановой балки;  - зазор между верхней точкой крановой тележки и низом железобетонных стропильных конструкций.

Полная высота колонны:



Колонны проектируются – двухветвевыми. Размеры сечений колонн в надкрановой части назначают с учетом опирания ригеля непосредственно на торцы колонн, без устройства специальных консолей. Высота сечения надкрановой части колонны принимается:  ширина сечения ; то же для подкрановой части: , ширина сечения . При этом высоту сечения ветви принимают , ширину сечения ветви . Высота подкрановой (верхней) распорки принимается , для остальных распорок . Привязку колонны к разбивочном осям при шаге 12 м и грузоподъемности кранов Q=30/5 т принимают со смещением наружных граней колонн на 250 мм наружу здания.

Поперечник одноэтажного производственного здания рассматривается как рама, состоящая из колонн, защемленных в фундаменты, и шарнирно связанных с ними ферм, которые считаются абсолютно жесткими.

****

Рис.1 компоновка поперечной рамы.

**1.2 Нагрузки на поперечную раму**

На раму передаются следующие нагрузки:

- постоянная – от массы покрытия, собственного веса колонн, подкрановых балок и подкранового пути, ограждающих конструкций;

- временная – снеговая, ветровая и крановые.

Все вертикальные нагрузки вводят в расчет с фактическими эксцентриситетами относительно центров тяжести сечений колонн.

а) Постоянные нагрузки.

Значение постоянных нагрузок на 1 м2 покрытия приведены в табл. № 1. Расчетные нагрузки при получены произведением нормативных нагрузок на коэффициент надежности по назначению .

Таблица № 1 Постоянные нагрузки на 1 м2 покрытия

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Элемент покрытия | Нормативная нагрузка Н/м2 | Коэффициент надежности по нагрузке | Расчетная нагрузка Н/м2 |
| Балка плоская таврового сечения L=12м. | 5050 | 1,1 | 5550 |
| Ж/Б ребристые плиты покрытия 3х12 м с учетом заливки швов | 1889 | 1,1 | 2078 |
| Обмазочная пароизоляция | 100 | 1,2 | 120 |
| Утеплитель (готовые плиты) | 480 | 1,2 | 580 |
| Асфальто-бетонная стяжка толщиной 2см. | 400 | 1,3 | 520 |
| Трехслойный рубероидный ковер | 150 | 1,2 | 180 |
| Защитный слой гравия на мастике 2см. | 400 | 1,3 | 520 |
| ИТОГО | 8469 | - | 9548 |

Расчетная нагрузка, передаваемая ригелем на колонну в виде сосредоточенной силы, определяется по формуле:



где - нагрузка от конструкции покрытия, кH/м2;

Сосредоточенная нагрузка Nп считается приложенной по вертикали,
проходящей через середину площадки опирания. При привязке 250мм
расстояние от линии действия нагрузки до геометрической оси надкрановой части колонны:



где: 0,25 - привязка колонн,

0,2 – расстояние от продольной разбивочной оси до передачи продольной силы на колонну.

Расчетная нагрузка от веса подкрановой балки (Gп.б.=115 кН) равна:

Nп.б. = 

Расстояние от линии действия нагрузки до геометрической оси подкрановой части колонны при привязке 250 мм



где  - расстояние от оси подкрановой балки до продольной разбивочной оси (принимается по нормам 0,75 м); 0,35 - расстояние от продольной разбивочной оси до грани колонны.

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
| Рис.2 К определению эксцентриситетов  |

Нагрузку от веса стен и оконных переплетов ниже отметки 8,200 м воспринимают фундаментные балки, поэтому усилия в колонне от нее не возникают.

Расчетная нагрузка от веса керамзитобетонных стеновых панелей толщиной =0,3 м, передаваемая на колонну выше отметки 8,200:



где =2,5 кН/м - вес 1 м стеновых панелей; - суммарная высота полос стеновых панелей выше отметки 8,200 м; В - шаг колонн.

Нагрузка от стен приложена с эксцентриситетом, равным расстоянию от центра стеновых панелей до центра тяжести надкрановой части колонны:



Расчетная нагрузка от собственного веса колонны определяется по геометрическим размерам:

- надкрановая часть



где: ρ - плотность железобетона, кН/м3;

- подкрановой части





б) Временные нагрузки.

Снеговая нагрузка. Для расчета колонн принимают равномерное распределение снеговой нагрузки по покрытию. Для город Смоленск, расположенного в районе III, вес снегового покрова на 1 м2 площади горизонтальной проекции покрытия, Sn = 500 Н/м2. Расчетная снеговая нагрузка при μ=1:



Снеговая нагрузка передается на колонны в тех же точках, что и нагрузка от массы покрытия Nп.

Крановые нагрузки. В соответствии со стандартами на мостовые электрические краны грузоподъемностью Q=30/5=300/50 кН: нормативное максимальное давление одного колеса на рельс подкранового пути Pmax,n=280 кН, минимальное давление Pmin,n=82,5 кН, масса крана кН. Ширина крана В=6300 мм; база крана К=5000 мм.

Расчетное вертикальное максимальное давление от двух сближенных кранов на колонну определяют по линии влияния давления на нее (рис. 3) с коэффициентом сочетания 

Рис. 3 Линия влияния давления на колонну и установка крановой нагрузки в невыгодное положение





где = =0,575+1+0,9+0,475=2,95 - сумма ординат линии влияния

давления двух подкрановых балок на колонну.

Расчетные тормозные горизонтальные нагрузки на колонну определяют

по тем же линиям влияния, что и для вертикальных нагрузок: от двух сближенных кранов





Горизонтальная сила поперечного торможения приложена к колонне на уровне верха подкрановой балки на отметке 9,600 м.

Ветровая нагрузка. Ветровая нагрузка принимается распределенной по высоте колонны. Давление ветра на здание выше колонны заменяют сосредоточенной силой W, приложенной на уровне верха колонн. Давление ветра на колонну собирают с вертикальной полосы шириной, равной шагу колонн вдоль здания.

Скоростной напор ветра для города Смоленск w0=0,23 кН/м2. Аэродинамический коэффициент с наветренной стороны се=0,8, с подветренной стороны се =- 0,6. Скоростной напор ветра возрастает с увеличением высоты. Определяют значение коэффициента k, учитывающего изменение ветрового давления по высоте. Здание расположено в местности типа Б, поэтому для его части высотой до 10 м  k =0,65; на высоте до 20 м k=0,85; на уровне верха колонны (отметка 12,600) =0,68. На уровне конька здания (отметка 14,000) =0,73 :

Для упрощения расчета неравномерную ветровую нагрузку на стойки поперечной рамы заменяют равномерно распределенной, эквивалентной по моменту в заделке консольной балки

Расчетная равномерно распределенная нагрузка от ветра на колонны поперечной рамы, при шаге колонн В=12 м и =0,95, с наветренной стороны:



с подветренной стороны:



где: 

Расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка выше отметки 12,600

кН



где: w1и w2 – сосредоточенные давления ветра при коэффициентах k1 и k2 соответственно. h/ - расстояние от конца колонны до верха стеновой панели.

**1.3 Статический расчет поперечной рамы**

Статический расчет поперечной рамы имеет цель определить внутренние усилия в характерных сечениях колонн от нагрузок и воздействий.

Для выявления наибольших возможных усилий в сечениях колонн расчет выполняют отдельно для каждого вида загружения. Рассмотрены следующие виды загружений:

- постоянная; снеговая; вертикальная крановая нагрузка Dmax на колонне по оси A, Dmin -на колонне по оси Б; вертикальная крановая нагрузка Dmax на колонне по оси Б, Dmin - на колонне по оси А; горизонтальная крановая нагрузка T, приложенная к колонне по оси А слева направо и справа налево; горизонтальная крановая нагрузка T, приложенная к колонне по оси Б слева направо и справа налево; ветровая нагрузка, действующая слева направо; ветровая нагрузка, действующая справа налево.

Ввиду симметрии поперечной рамы достаточно определить усилия только для одной колонны от всех возможных видов загружения. Для подбора сечений колонн определяют наибольшие возможные усилия (изгибающие моменты и продольные силы) в четырех сечениях колонн: I-I сечение у верха колонны; II-II - сечение непосредственно выше подкрановой консоли, III-III -сечение непосредственно ниже подкрановой консоли, IV-IV - сечение у низа колонны (в заделке). Для последнего сечения определяют поперечную силу, необходимую для расчета фундаментов.

Так как со стропильной конструкцией, колонна соединена шарнирно, все усилия в сечении I-I, за исключением усилий от постоянной и снеговой нагрузок, равны нулю. Поэтому в данном случае верхнее сечение не будет расчетным и усилия в нем не определяют.

При определении усилий принимают следующее правило знаков:

-реакции, направленные слева направо - положительные;

-изгибающие моменты, действующие по ходу часовой стрелки - положительные;

-продольные усилия, действующие сверху вниз положительные.

Геометрические характеристики колонн.

Размеры сечения двухветвевых колонн приведены выше. Остальные характеристики: количество панелей подкрановой части n=4, расчетная высота колонны Н=12,75 м, высота подкрановой части Нн=8,35 м, надкрановой части Нв=4,4 м, расстояние между осями ветвей с=0,95м.

Момент инерции надкрановой части колонн:



Момент инерции подкрановой части:



то же одной ветви:



Отношение высоты подкрановой части к полной высоте колонн



По формулам вычисляют вспомогательные коэффициенты:



а) Определение усилий в колоннах рамы.

Статический расчет поперечной рамы на различные нагрузки и воздействия удобно производить методом перемещений.

Неизвестным для рассматриваемой рамы является горизонтальное перемещение верха колонны. Вводя по направлению неизвестного перемещения стерженек-связь (фиктивную связь), получают основную систему.

Каноническое уравнение метода перемещений имеет вид:



где cdin- коэффициент учитывающий пространственную работу каркаса здания при крановых нагрузках; - сумма реакций несмещаемого верха колонн от внешнего воздействия;

-сумма реакций в фиктивной связи основной системы от единичного перемещения; - искомое горизонтальное перемещение верха колонны.

Основную систему подвергают единичному воздействию неизвестного
 и вычисляют реакции верхнего конца двухветвевых колонн по формулам:



Суммарная реакция в фиктивной связи основной системы:



Затем основную систему постепенно загружают постоянными и временными нагрузками, которые вызывают в колоннах соответствующие реакции и изгибающие моменты. Значения реакций несмещаемого верха колонн от внешнего воздействия также определяются по формулам, приведенным в прил. 12.

Действительную (упругую) реакцию верха каждой колонны рамы от: любой нагрузки находят по формуле:



Далее прикладывают к i-той колонне соответствующую нагрузку и реакцию Rei , вызванную этой нагрузкой, и находят внутренние усилия М, N и Q в сечениях колонн как в консоли, защемленной в фундаменте.

Усилия в колоннах поперечной рамы от постоянной нагрузки (рис.4,б).

В верхней части колонны продольная сила Nп=653 кН приложена с эксцентриситетом e1=0,15м. Изгибающий момент M1=Nпe1=

в подкрановой части колонны, кроме силы Nп, приложенной с эксцентриситетом
е2=0,3 м действуют: расчетная нагрузка от веса подкрановой

балки и подкранового пути Nп.б.=120 кН с е4=0,4 м; расчетная нагрузка от
надкрановой части колонны Nкв=34,5 кН с эксцентриситетом е2=0,3 м;
расчетная нагрузка от стеновых панелей Nст=191 кН с эксцентриситетом
е3=0,75м.



Вычисляют реакцию верхнего конца колонны по оси А (левой) поформуле



|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
|  |  |
| Рис. 4. К определению реакций в колоннах от нагрузок. |

Согласно принятому в расчете правилу знаков реакция, направленная вправо, положительна. Реакция правой колонны R2=5,2кН. Суммарная реакция связей в основной системе

Rip=ΣRi=-5,2+5,2=0 (при этом из канонического уравнения следует, что Δ1=0).

Упругая реакция колонны по оси A:

Изгибающие моменты в сечениях колонны (нумерация сечений показана на рис.4,а) равны:

MI=M1=97,95 кНм; MII=Re1\*Hв+M1=-5,2\*4,4+97,95=75,15 кНм

МIII=М1+М2=97,95-301,5=-203,55 кНм;

MIV=M1+M2+Re1\*H=97,95-301,5+(-5,2\*12,75)=-269,85 кНм

Продольные силы в левой колонне:

N1=NII=: Nп+Nкв=653+34,5=687,5 кН;

NIII=NII+Nст+Nп.б.= 687,5+191+120=998,5кН;

NIV=NIII+Nк=998,5+83=1081,5кН.

Поперечные силы: QIV=Re1=-5,2кН.

б) Усилия в колоннах поперечной рамы от снеговой нагрузки (рис.4,б).

Расчетная снеговая нагрузка Ns=47.9 кН действует с таким же эксцентриситетом e1=0,l5 м, что и постоянная нагрузка. Изгибающий момент в верхней части:

M1=Nsе1=47,9\*0,15=7,2кН

В подкрановой части снеговая нагрузка с учетом смещения геометрических осей сечений подкрановой и надкрановой частей колонны с е2=0,3 м создает изгибающий момент:

М2=Nsе3=47,9\*0,3= -14,4

Реакция верхнего конца колонны по оси A:



Для колонны по оси Б R2=-0,05 кН. Тогда суммарная реакция связей в

основной системе

Упругая реакция колонны по оси A Re1=R1=0,05 кН.

Изгибающие моменты в сечениях колонны:

MI=M1=7,2 кНм;

MII= Re1\*Hв+M1=0,05\*4,4+7,2=7,42 кНм

МIII=МII+М2=7,2-14,4=-7,2;

MIV= M1+M2+Re1\*H=7,2-14,4+0,05\*12,75=-6,56 кН

Продольные силы в левой колонне:

NI=NII=NIII=NIV=47,9 кН.

Поперечная сила

QIV=Re1=0,05 кН.

в) Усилия в колоннах поперечной рамы от крановых нагрузок (рис. 4, в - е).

Рассматриваются следующие виды загружения;

- вертикальная крановая нагрузка Dmax на колонне по оси A, Dmin - на колонне по оси Б (рис. 4, в). На левой колонне сила Dmax=842,52 кН приложена с эксцентриситетом е4=0,4 м (аналогично эксцентриситету приложения нагрузки от веса подкрановой балки). Момент Mmax=Dmax e4=842,52\*0,4=337 кНм

Реакция верхнего конца левой колонны:



Одновременно на правой колонне действует сила Dmin=248,24 кН с тем же эксцентриситетом е4=0,4м. При этом

Мmin=Dmin\*e4=248,24\*0,4=99,3 кНм

Реакция верхнего конца правой колонн:



Суммарная реакция в основной системе:

Rip=ΣRi=-18,58-5,75=-24,33кН

С учетом пространственной работы из канонического уравнения



где при шаге рам 12 м и длине температурного блока 84 м.

Упругая реакция левой колонны

Изгибающие моменты в расчетных левой колонны:



МI=0; МII=Re1Hв=-15,1\*4,4=-66,44 кНм

МIII=MII+Mmax= -66,44+337=270,56 кНм;

MIV=Re1H+Mmax=-15,1\*12,75+337=144,5 кНм

Продольные силы:

NI=NII=0; NIII=NIV=842,52 кН.

Поперечные силы:

QIV= -Re1= -15,1 кН.

Упругая реакция правой колонны



Изгибающие моменты:

MI=0; MII=Re2Hв= -3,74\*4,4=-16,4 кНм;

MIII=MII + Mmin=-16,4+99,3= 82,86 кНм;

MIV=Re2H+Mmin=-3,74\*12,75+99,3=51,6 кНм.

Продольные силы:

NI=NII=0; NIII=NIV=Dmin=248,24 кН.

Поперечные силы:

QIV=Re2=-3,74 кН;

б) вертикальная крановая нагрузка Dmax на колонне по оси Б, Dmin на колонне по оси А (рис. 4, г). При действии нагрузки Dmin на колонну по оси А, а нагрузки Dmax на колонну по оси Б усилия в колонне по оси А равна усилиям в колонне Б в предыдущем загружении, но с обратным знаком.

в) горизонтальная крановая нагрузка Т на колонне по оси А слева направо и справа налево (рис. 4, д).

Реакция левой колонны от Тtr=31,3 кН



то же правой колонны R2=20,8.



Упругая реакция левой колонны:



Изгибающие моменты в сечениях колонны по оси А:

MI=0; MII=МIII= Re1 Hв+Тhп.б=-17,8\*4,4+31,6\*1,4=-34,1 кНм;

MIV=Re1H+T(Hв+hп.б)=-17,8\*12,75+31,6(8,35+1,4)=81,15 кНм.

Продольные силы:

NI=NII=0; NIII=NIV=0.

Поперечные силы:

QIV=Re1+Т= -17,8+31,6=13,8 кН;

При действии сил Т справа налево все усилия меняют знаки;

г) горизонтальная крановая нагрузка Т на колонне по оси Б слева направо и права налево (рис. 4, е). Тормозная сила Т действует на колонну по оси Б слева направо. Усилие в колонне по оси А равны усилиям в колонне по оси Б в предыдущем загружении и наоборот

При действии тормозных сил справа налево все усилия меняют знаки.

г) Усилия в колоннах поперечной рамы от ветровой нагрузки (рис. 4, ж,з).

Ветровая нагрузка действует слева направо. Реакция верхнего конца левой колонны от нагрузки wэ=2:



Реакция верхнего конца правой колонны от нагрузки wэ/=1,5:



Реакция связей от сосредоточенных сил W=3,3 кН и W/=2,5 кН





Сумма реакция в основной системе:

Rip=ΣRi=-13,73-10,3-3,3-2,5=-29,83

Из канонического уравнения находят



( определяется без учета пространственной работы каркаса).

Упругая реакция левой колонны:



Изгибающие моменты в сечениях левой колонны:

МI=0;

MII=МIII= Re1Hв+wэHв2/2=1,19\*4,4+2\*4,42/2=24,6 кНм;

MIV=Re1H+wэH2/2=1,19\*12,75+2\*12,752/2=177,73 кНм

Поперечные силы:

QIV=Re1+wэH=24 кН.

Упругая реакция правой колонны:



Изгибающие момент в сечениях правой колонны:

МI=0;

MII=МIII= Re2Hв+w/эHв2/2=4,62\*4,4+1,5\*4,42/2=34,85 кНм

MIV=Re2H+w/эH2/2=4,62\*12,75+1,5\*12,752/2=180,8 кНм

Продольные силы:

NI=NII=0; NIII=NIV=0.

Поперечные силы:

QIV=Re2+w/эH=4,62+1,5\*12,75=20 кН.

Ветровая нагрузка действует справа налево. При этом усилия в колонне по оси А равны усилиям с обратными знаками в колонне по оси Б в предыдущем загружении и наоборот.

д) Расчетные сочетания усилий.

Значения расчетных усилий в сечениях колонны по оси А от разных нагрузок и их сочетаний, а также усилий, передаваемых колонной фундаменту, приведены ниже в табл. 2.

Рассмотрены следующие комбинации усилий: наибольший положительный момент Мmах и соответствующая ему продольная сила N, наибольший, отрицательный момент Мmin и соответствующая ему продольная сила N , наибольшая Nmax продольная сила и соответствующий ей изгибающий момент М. Кроме того для каждой комбинации усилий в сечении IV-IV вычислены значения поперечных сил Q, необходимых для расчета фундамента.

Учитывая, что колонны находятся в условиях внецентренного сжатия, в комбинацию усилий Nmax включены и те нагрузки, которые увеличивают эксцентриситет продольной силы. Так, для сечения III-III, кроме загружении 1, 3, 5 включены 9 и 13, при которых продольные силы отсутствуют, но возникают изгибающие моменты того же знака.

Расчетные усилия в колонне по оси А и их сочетания (изгибающие моменты – в кНм, силы – в кН)

Табл. №2

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | № загружения | Коэффициент | Усилия в сечениях колонны |
| II-II | III-III | IV-IV |
| МII | NII | MIII | NIII | MIV | NIV | QIV |
| Постоянная  | 1 | 1 | 75,15 | 687,5 | -203,5 | 998,5 | -269,8 | 1081,5 | -5,2 |
| Снеговая  | 2 | 1 | 7,42 | 47,9 | -7,2 | 47,9 | -6,56 | 47,9 | 0,05 |
| 3 | 0,9 | 6,68 | 43,11 | -6,48 | 43,11 | -5,9 | 43,11 | 0,04 |
| Крановая Dmax слева | 4 | 1 | -66,44 | 0 | 270,6 | 842,5 | 144,5 | 842,5 | -15,1 |
| 5 | 0,9 | -59,8 | 0 | 243,5 | 758,3 | 130 | 758,3 | -13,6 |
| Крановая Dmax справа | 6 | 1 | -16,4 | 0 | 82,86 | 248,2 | 51,6 | 248,2 | -3,74 |
| 7 | 0,9 | -14,8 | 0 | 74,58 | 223,4 | 46,45 | 223,4 | -3,37 |
| Горизонтальная крановая Т | 8 | 1 | ±34,1 | 0 | ±34,1 | 0 | ±81,15 | 0 | ±13,8 |
| 9 | 0,9 | ±30,7 | 0 | ±30,7 | 0 | ±73 | 0 | ±12,42 |
| Ветровая слева | 12 | 1 | 24,6 | 0 | 24,6 | 0 | 177,7 | 0 | 26,7 |
| 13 | 0,9 | 22,14 | 0 | 22,14 | 0 | 160 | 0 | 24 |
| Ветровая справа | 14 | 1 | -34,85 | 0 | -34,85 | 0 | -180,8 | 0 | -20 |
| 15 | 0,9 | -31,37 | 0 | -31,37 | 0 | -162,7 | 0 | -18 |
|  |
| Основные сочетания с учетом крановых и ветровой нагрузки | Мmax | 1+2+8+10 | 1+4+8+10 | 1+4+8+10 |
| 141,27 | 735,4 | 125,75 | 1841 | 133,5 | 1924 | -7,35 |
| Мmin | 1+4+12 | 1+2+8+12 | 1+2+8+12 |
| -26,14 | 687,5 | 279,7 | 1046,4 | -538,4 | 1129,4 | -54,05 |
| Nmax | 1+2+6+8+10 | 1+3+5+9+13 | 1+3+5+9+13 |
| 124,87 | 735,4 | 196,84 | 1294,6 | 486,8 | 1377,6 | -42,69 |
|  |
| То же, без учета крановых и ветровой нагрузки  |  | 1+2 | 1+2 | 1+2 |
| 82,57 | 735,4 | -210,7 | 1046,4 | -276,4 | 1129,4 | -5,15 |

**2. Расчет и конструирование колонны**

Материалы для проектирования. Бетон тяжелый класса В15, подвергнутый тепловой обработке при атмосфере давлении Rв=8,5 МПа, Rвt=0,75 МПа, Rв,ser=11 МПа, Rвt,ser=1,15

Ев=21000 МПа.

Продольная арматура класса А-III Rs=Rsc=365 МПа, Еs=20x104 мПа, поперечная арматура класса А-I, Rsw=175 МПа.

**2.1 Надкрановая часть колонны**

Сечение II-II на уровне верха консоли колонны . Размеры прямоугольного сечения надкрановой части: в=50 см; hв=60 см; а=а/=4 см, рабочая высота сечения

В сечении действуют три комбинации расчетных усилий (табл. 3).

Таблица 3

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Усилия | Первая  | Вторая | Третья |
| М, кН мN, кН | 141,27735,4 | -26,14687,5 | 82,57735,4 |

Расчет на первую комбинацию усилий:

Усилия от продолжительного действия нагрузки Мl=75,15 кН м; Nl=687,5 кН.

При расчете сечения в первую и вторую комбинации усилий расчетное сопротивление Rв следует вводить с коэффициентом γb2=1,1 так как в комбинации включена постоянная, снеговая, крановая и ветровая нагрузки; на третью с коэффициентом γb2=0,9 (постоянная и снеговая). Расчет должен выполнятся на все три комбинации, и расчетное сечение арматуры должно приниматься наибольшее. Так как изгибающие моменты по абсолютному значению в этих комбинациях не очень отличаются друг от друга, подкрановую часть армируют симметрично (Аs=AsI). Ниже дан расчет сечения по первой комбинации.

Вычисляют e0=M/N= 14127/73540= 20 см

Расчет длина надкрановой части клоны в плоскости изгиба при учете крановых нагрузок

, так как минимальная гибкость



где: 

то необходим учет влияния прогиба элемента на его прочность.

Условная критическая сила:



где J=вht3/12=50x603/12=900000 см4

φl=1+β(M1l/M)=1+1( 273,63/398,64)=1,37; β=1 ( тяжелый бетон);

М1l= Мl+ Nl (ho-a)/2=75,15+687,5 (0,56 -0,04)/2=253,9 кН

М1=141,27+735,4 (0,56-0,04)/2=332,5 кН

δ=e0/h=0,2/0,6=0,33;

; принимают 



При μ=0.004 ( первое приближение);

Js=

Коэффициент:



расстояние е=еоη+0,5h-a=20\*1,2+0,5+60-4=50 см

При условии, что Аs=As1 высота сжатой зоны:



Относительная высота сжатой зоны:



Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

где:

 при

Имеем случай ξ=0,281<ξR=0.61



Количество продольной арматуры принимаем в соответствии с конструктивными требованиями:

Принимаем: 3Ø16 А-III ()

Расчетная длина надкрановой части колонны из плоскости изгиба:

Так как гибкость из плоскости изгиба l0/h=6.12/0.6=10.2 менее, чем в плоскости l0/h=13.62 или

где - расчет из плоскости изгиба можно не выполнять.

Расчет на вторую комбинацию усилий:

Усилия от продолжительного действия нагрузки Мl=75,15 кН м; Nl=687,5 кН.

Вычисляют e0=M/N=-2614/68750= -4 см

Расчет длина надкрановой части клоны в плоскости изгиба при учете крановых нагрузок

, так как минимальная гибкость



где: 

то необходим учет влияния прогиба элемента на его прочность.

Условная критическая сила:



где J=вht3/12=50x603/12=900000 см4

φl=1+β(M1l/M)=1+1(253,9/152,61)=2,66; β=1 ( тяжелый бетон);

М1l= Мl+ Nl (ho-a)/2=75,15+687,5 (0,56 -0,04)/2=253,9 кН

М1=-26,14+687,5 (0,56-0,04)/2=152,61 кН

δ=e0/h=-0,4/0,6=-0,6;

; принимают 



при μ=0.004 ( первое приближение);

Js=

Коэффициент:



расстояние е=еоη+0,5h-a=-4\*1,39+0,5+60-4=25,9 см

При условии, что Аs=As1 высота сжатой зоны;



Относительная высота сжатой зоны:



Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

где

 при

Имеем случай ξ=0,263<ξR=0.61



Количество продольной арматуры принимаем в соответствии с конструктивными требованиями:

Принимаем: 3Ø16 А-III ()

Расчетная длина надкрановой части колонны из плоскости изгиба:

Так как гибкость из плоскости изгиба l0/h=6.12/0.6=10.2 менее, чем в плоскости l0/h=13.62 или



где Расчет из плоскости изгиба можно не выполнять.

Прочность надкрановой части по наклонным сечениям обеспечена. Поперечное армирование назначают в соответствии с конструктивными требованиями.

**2.2 Подкрановая часть колонны**

Сечение IV-IV в заделке колонны. Сечение колонны в подкрановой частя состоит из двух ветвей. Высота всего сечения hв=120 см; сечение ветви bxh=50x25, ho=h-a= 25-4= 21 см, а=а=4 см, расстояние между осями ветвей с=95см; расстояние между осями распорок s= Hн/n=8,35/4=2 м, высота распорки 40 см. В сечении действуют три комбинации расчетных усилий, значения их приведены в табл. 4.

Комбинации расчетных усилий (табл. 4).

Таблица 4

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Усилия | Первая  | Вторая | Третья |
| М, кН мN, кНQ, кН | 133,51924-7,35 | 538,41129,4-54,05 | -276,41129,4-5,15 |

Усилия от продолжительного действия нагрузки Мl= -269,85 кН м; Nl= 1081,5 кН; Ql= -5,2 кН.

Расчет должна выполнятся на три комбинации усилий и расчетное сечение арматуры должно приниматься наибольшее. Так как колонна жестко заделана в фундаменте, при расчете принимают ( в опорном сечении эксцентриситет продольной силы не зависит от прогиба колонны).

Ниже дан расчет по второй комбинации, так как очевидно, что она является определяющей.

Вычисляют е0=M/N= 53840/1129,4=47,7 см

Расчет длина надкрановой части клоны в плоскости изгиба при учете крановых нагрузок

, так как минимальная гибкость



где: 

то необходим учет влияния прогиба элемента на его прочность.

Условная критическая сила:



где J=2bh3/12+bh(c/2)2 =2\*50\*252/12+50\*25(95/2)2=57,71\*105

 φl=1+β(M1l/M)=1+1(243,86/1074,8)=1,23; β=1 ( тяжелый бетон);

М1l= Мl+ Nl (ho-a)/2=-269,85+1081,5 \*0,95/2=243,86 кН

М1=538,4+1129,4 \*0,95/2=1074,8 кН

δ=e0/h=47,7/1,2=0,4;



; принимают 



при  ( первое приближение);



Коэффициент:



расстояние е=ео+0,5h-a=1+0,5\*25-4=9,5 см

Продольные усилия в ветвях колонны находят по формуле.

в подкрановой ветви:



в наружной ветви:



Изгибающий момент в ветвях колонны вычисляют по формуле:



Ветви колонны испытывают действие разных по знаку, но одинарных по значению изгибающих моментов, поэтому подбирают симметричное армирование ветвей.

Рассматривают вначале подкрановую ветвь колонны:



Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона при

Для прямоугольного сечения ветви с симметричным армированием по формулам:



Поскольку αn=1,2



где:

По формуле:



Требуемая площадь сечения арматуры вычисляют по формуле:



В наружной ветви колонны:





Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона при

Для прямоугольного сечения ветви с симметричным армированием по формулам:



Поскольку αn=-0,05 , площадь сечения арматуры определяют по формуле





где:



Продольное армирование наружной ветви принимают с каждой стороны ветви ( внутренней и наружной) 3Ø18 А-III () с учетом требуемой площади сечения арматуры для подкрановой ветви

Расчет промежуточной распорки.

Размеры промежуточного сечения распорки:

вs=50 см; hs=40 см; а= а=4 см; ho=hs-a=40-4=36 см.

Усилия в распорке вычисляют по формулам:

Мs=Q S/2=-5,15\*2,51/2=-6,46 кН м

Так как эпюра моментов двузначная, принимают двойное симметричное армирование распорок.

Следовательно:



принимают 3Ø16 А-III (

Расчет из плоскости изгиба подкрановой части колонн

Расчетная длина и гибкость подкрановой части колонны из плоскости изгиба: l0=0.8Hн=0,8x8,35=6,68 м

i=14,43



Следовательно, необходим расчет из плоскости изгиба. Так как , а эксцентриситет равен случайному, расчет колонны из плоскости изгиба выполняют как условно центрально сжатый элемент.

С каждой стороны двух ветвей предусмотрено 4Ø18 А-III ( при этом площадь поперечных стержней равна 1/3 всей продольной арматуры.

При Nl/N=1081,5/1129,4= 0,96;



 и .

Тогда по формуле:

где - площадь всей арматуры в сечении элемента

принимают . Так как

N=1081.5

прочность сечения из плоскости изгиба обеспечена.

**3. Расчет монолитного внецентренно нагруженного фундамента**

Здание на проектирование. Рассчитать и сконструировать фундамент под внецентренно сжатую колонну крайнего ряда промышленного одноэтажного здания. Грунт основания суглинок, коэффициент пористости е=1; по табл. 3 прил. 3 СНиП 2.02.01-83 расчетное сопротивление грунта Ro=0,2 МПа (200 кН/м2).

Глубина заложения фундамента d=1,35 м. Бетон фундамента В12,5, арматура сеток из стали класса А-III.

Решение. Определение нагрузок и усилий. На уровне верха фундамента от колонны в сечении IV-IV передаются максимальные усилия.

Расчетные усилия по комбинациям при γ=0,9

Мmax=538,4 кН·м; Q=54,05;

Nmax=1129,4 кН;

То же, нормативные:

Мn=468,2 кН·м;

Nn=982,1 кН; Qn=47 кН.

Предварительные размеры подошвы фундамента.

Глубину стакана принимаем Han=90 см, из условия Han≥0,5+0,33hf=0,5+0,33\*1,1=0,89 м

Расстояние от дна стакана до подошвы – 25см

Полная высота фундамента Н=90+25=150 см, принимаем Н=120см.

Высота всех ступеней фундамента – 40 см.

Ориентировочно плащадь подошвы фундамента можно определить по усилию Nnmax как для центрально-нагруженного фундамента с учетом коэффициента γ=20 кН/м3



γ=20 кН/м3.

Назначая отношение сторон фундамента b/a=0,8, вычисляем размеры сторон подошвы:

м.

b=0,8·2,73=2,2 м.

Учитывая наличие моментов и распора, увеличиваем размеры сторон примерно на 10-15%; принимаем а×b=3,3×2,7 м (кратно 100мм); площадь подошвы А=3,3×2,7=8,91 м2. Момент сопротивления подошвы в плоскости изгиба Wf=2,7×3,32/6=4,9 м3.

Определение краевого давления на основание.

Расчетная нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах

Gn= аbdγуn=3,3·2,7·1,35·20·0,95=228,5 кН;

Эксцентриситет равнодействующей усилий всех нормативных нагрузок, приложенных к подошве фундамента:

При первой комбинации усилий

ео=Мn / (Nn+Gn)= 524,6/(982,1+228,5)=0,4 м;

Так как ео=0,4<a /6=3,3/6=0,55 м, то краевое давление вычисляем по формуле; с учетом γn=0,95;

 кН/м2

 кН/м2

Максимальное значение эксцентриситета ео= 0,4 м ≥0,1×af=0,1·332=0,33 м, поэтому можно считать, что существенного поворота подошвы фундамента не будет и защемление колонны обеспечиваются заделкой ее в стакане фундамента.

Расчет арматуры фундамента. Учитывая значительное заглубление фундамента, целесообразно принять конструкцию фундамента с подколенником стаканного вида и плитой переменной высоты.

армирование сетки стакана выполняют по конструктивным соображением при μ=0,001:



Принимаем: 5 Ø16 АIII c As=10,05 см2

1. Расчет нижней части фундамента. Определяем напряжения в грунте под подошвой фундамента при сочетаниях от расчетных нагрузок без учета массы фундамента и грунта на его уступах.





где:



Расчетный изгибающий момент в сечении 1-1, проходящем по грани подколонника:



где а=1,2 м

Р1-1=Рmax-(Рmax-Рmin)a-a1 /2a=249,9-(249,9-3,7)·3,3-1,2/2·3,3=184 кН/м2

Требуемое сечение арматуры:



Назначая шаг стержней s=200 мм, на ширине b=2,7 м укладывают 16 стержней; принимаем 16Ø10 А-III, Аs=12.56 см2.

Процент армирования:

μ= (12.56/115·180)·100=0,06% > μmin=0,05%.

Расчет рабочей арматуры сетки питы в направлении стороны b

Изгибающий момент в сечении 2-2, проходящем по грани подколонника:



где b1=0.5 м

Р2-2= -(Рmax-Рmin) /2= (249,9-3,7)/2=123.1 кН/м2

Требуемое сечение арматуры



При шаге стержней 150 мм на длине b=2,7 м должно быть 18 стержней; принимаем 18Ø10 А-Ш с As=14,14 см2.

Процент армирования:

μ= (14,14/115·250)·100=0,05% ≥ μmin=0,05%

**4. Проектирование плоской балки двутаврового сечения**

Здание на проектирование. Требуется рассчитать и сконструировать предварительно напряженную плоскую балку двутаврового сечения для кровли однопролетного здания пролетом 12м при шаге 12 м. Предварительно напряженный нижний пояс армируется высокопрочной проволокой класса Вр II с натяжением на упоры. Верхний пояс и стенка армируется сварными каркасами из стали класса А-III. Балка изготовляется из бетона класса В40.

Расчетные характеристики бетона и арматурной стали: для бетона класса В40 при ; Rb=22 МПа; Rbt=1,4 МПа; Rbt,ser=2,1 МПа, Еb=32500 МПа, прочность бетона – к моменту обжатия Rbp=28 МПа;

Для арматурной стали класса А-III: Rs=365 МПа, Rs,ser=390 МПа, Еs=2·105 МПа

Для проволоки класса Вр-II диаметром 5 мм Rs=1030 МПа, Rs,ser=Rsn=1600 МПа, Еs=2·105 МПа.

Назначение геометрических размеров. Высота балки h=800 мм. из условия: h≥1/15l=12000/15=800 мм, h<1/10l=12000/10=1200 мм.

Ширину верхней сжатой полки принимаем b/=240мм≤1/50l=12000/50=240 мм b/>1/60l=12000/60=200 мм.

Ширину нижней полки принимаем b=240мм из условия удобства размещения напрягаемой арматуры.

Толщина стенки δ=100 мм, толщина полок 80 мм с уклоном 450.

Расчетная длина балки l0=l-2Δ-2аоп=12-2\*0,05-2\*0,15=11,6 м

где: Δ-расстояние от оси здания до торца балки

аоп- расстояние от торца балки до середины опоры.

Расчет нагрузок. Принимаем равномерно распределенные нагрузки по табл. 1: постоянную расчетную от покрытия qрп =4 кН/м2; временную (снеговую) qs=0,67 кН/м2.

Распределение снеговой нагрузки в пролете балки равномерно по всему пролету.

Суммарная расчетная равномерно распределенная нагрузка действующая на балку

q= (qрп+ qs)b=(4+0,67)12=56 кН/м

Вычисляем изгибающие моменты и поперечные силы:

Максимальный момент в середине пролета:



максимальная поперечная сила:



момент в 1/4 пролета:



где: x1=l0/4=11,6/4=2,9 м

Расчет сечения арматуры. Из условия обеспечения прочности сечение напрягаемой арматуры должно быть:



в сечении на расстоянии 1/4 от опоры балки:



где: h0=h-a=80-3=77 см

Сечение напрягаемой арматуры из условия обеспечения трещиностойкости:



где: σ0=0,7Rs,ser=0.7\*1600=1120

Необходимое число проволоки Ø5 Вр-II, fs=0,196см2:



С некоторым запасом принимаем 112Ø5 Вр-II As=21,95см2.

Площадь ненапрягаемой арматуры в сжатой полке конструктивно 2Ø10 AIII As=1,58 см2, то же в растянутой полке.

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |

Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе.

Максимальная поперечная сила у грани опоры Qmax=278 кН. Размеры балки у опоры: h=80 см, h0=80-9=71 см, b=24 см.

Проверяем условия: 0,35Rbtmb1bh0=0,35x2150x0,85x8x71=363 кН > Qmax=278 кН > 0,6Rp mb1bh0=0,6x135x0,85x8x71=39 кН. Следовательно размеры сечения достаточны, но так как Qmax > 0,6Rp mb1bh0, то требуется поперечное армирование по расчету.

Принимаем для поперечных стержней арматуру диаметром 8 мм класса AIII, fx=0,503 см2.

По конструктивным требованиям шаг поперечных стержней umax должен быть не более 1/3h и не более 50 см. umax=h/3=80/3=27 см, принимаем предварительно на приопорных участках длиной около 1,5 м u=10 см.

Усилие, воспринимаемое поперечными стержнями у опоры на 1 пог. см балки:



где: Rsx=240 МПа для арматуры класса AIII

nx=2 – количество поперечных стержней в одном сечении.

Поперечная сила при совместной работе бетона и поперечной арматуры:



Прочность наклонного сечения обеспечена.

На остальных участках балки поперечные стержни располагаем в соответствии с эпюрой Q.

На расстоянии 1/4 пролета по конструктивным требования принимаем u=30 см:





На расстоянии 1/8 пролета по конструктивным требования принимаем u=20 см:





Окончательно принимаем арматуру для поперечного армирования диаметром 8 мм класса AIII с шагом:

-- на расстоянии 1,5 м от опоры – 10 см;

-- на расстоянии от 1,5 до 3 м от опоры – 20 см;

-- на расстоянии от 3 м от опоры – 30 см

**Список литературы**

1. СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений».
2. СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции».
3. Байков В. Н., «Железобетонные конструкции. Общий курс».
4. Мандриков А. П. «Примеры расчета железобетонных конструкций».