Содержание

Введение

Цели и задачи курсовой работы

1. Компоновка перекрытия

1.1 Сбор нагрузок

1.2 Определение геометрических размеров элементов (для двух вариантов перекрытия)

1.2.1 Определение размеров колонн

1.2.2 Определение геометрических размеров ригелей

1.2.3 Определение размеров плит перекрытия

2. Определение расхода материалов (для двух вариантов перекрытия)

2.1 Определение расхода материалов для плит перекрытия

2.2 Определение расхода материалов для ригелей

3. Расчет и конструирование элементов каркаса

3.1 Расчет и конструирование плит перекрытия

3.1.1 Определение внутренних усилий

3.1.2 Приведение фактического сечения к расчетному

3.1.3 Расчет по нормальному сечению

3.1.4 Расчет по наклонному сечению

3.2 Расчет и конструирование колонны

3.2.1 Определение внутренних усилий

3.2.2 Расчет колонны по нормальному сечению

Введение

В связевых каркасах применяют панели перекрытий обычно двух типов: пустотные с высотой сечения 220 мм и ребристые с высотой сечения от 300 до 400 мм. Ширину пустотных панелей принимают в пределах от 1,2 до 1,8 м, ребристых — от 1,2 до 1,5 м. По местоположению в перекрытии различают панели рядовые, межколонные средние и межколонные крайние. Межколонные могут иметь вырезы в торцах для огибания колонн. Ширину рядовых панелей принимают в пределах от 1,2 до 1,8 м с учетом кратности 100 мм, межколонных средних – от 1,5 до 1,8 м с учетом кратности 100 мм, доборных – от 0,6-0,9 м с учетом кратности 50 мм

Ригели имеют две марки — однополочные (Р1) у торцевых стен (на них опираются панели только с одной стороны) и двухполочные (Р2) остальные. По-разному маркируем также панели перекрытий - межколонные крайние (П1), межколонные средние (П2) и рядовые (П3).

Пустотные панели укладывают на полки ригелей через выравнивающий слой раствора толщиной 10 мм, а ребристые прикрепляют сваркой закладных деталей (межколонные приваривают в любом случае).

Цель и задачи курсовой работы:

Целью работы является расчет технико-экономических показателей для двух вариантов перекрытия.

В соответствии с поставленной целью необходимо:

* представить два варианта компоновки перекрытия;
* определить геометрические размеры и расход материалов для плит перекрытия по двум вариантам;
* определить геометрические размеры и расход материалов для ригелей по двум вариантам перекрытия.
* рассчитать технико-экономические показатели для двух вариантов перекрытия и выбрать наиболее экономичный вариант.

Исходными данными для проектирования являются: размеры здания в плане по наружным осям *L1* х *L2* расстояния между продольными и поперечными разбивочными осями *l1* x *12* (сетка колонн), количество и высота этажей, полезная нормативная нагрузка на 1 *мг* покрытия и перекрытий (включая постоянную, длительную и кратковременную) и классы рабочей арматуры.

1. Компоновка перекрытия

1.1 Сбор нагрузок

Компоновка перекрытия по двум вариантам представлена на рисунке 1.

Таблица 1

Сбор нагрузок на 1м2 перекрытия

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, кПа | Коэф. надежности по нагрузке, γ | Расчетная нагрузка, кПа |
| Постоянная нагрузка: |  |  |  |
| 1. Собственный вес | 3 | 1,1 (СНиП 2.01.07-85\* , табл.1) | 3,3 |
| 2. Пол | 1,3 | 1,3 (СНиП 2.01.07-85\* , табл.1) | 1,69 |
| Итого: | 4,3 |  | 4,99 |
| Временная нагрузка: |  |  |  |
| 1. Длительная | 4,2 | 1,2 (СНиП 2.01.07-85\* , пункт 3.7) | 5,04 |
| 2. Кратковременная | 2 | 1,2 (СНиП 2.01.07-85\* , пункт 3.7) | 2,4 |
| Итого: | 6,2 |  | 7,44 |
| Полная: | 10,5 |  | 12,43 |
| Постоянная+длительная | 8,5 |  | 10,03 |

Таблица 2

Сбор нагрузок на 1м2 покрытия

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, кПа | Коэф. надежности по нагрузке, γ | Расчетная нагрузка, кПа |
| Постоянная нагрузка: |  |  |  |
| 1. Собственный вес | 3 | 1,1 (СНиП 2.01.07-85\* , табл.1) | 3,3 |
| 2. Пол | 1,3 | 1,3 (СНиП 2.01.07-85\* , табл.1) | 1,69 |
| Итого: | 4,3 |  | 4,99 |
| Временная нагрузка: |  |  |  |
| 1. Длительная | 1,12 |  | 1,6 |
| 2. Кратковременная | 1,12 |  | 1,6 |
| Итого: | 2,24 |  | 3,2 (СНиП 2.01.07-85\* , пункт 5.2\*) |
| Полная: | 6,54 |  | 8,19 |
| Постоянная+длительная | 5,42 |  | 6,59 |

1.2 Определение геометрических размеров элементов (для двух вариантов перекрытия)

1.2.1 Определение размеров колонн

Исходные данные: размеры в плане по наружным осям 18 \* 42 м, сетка колонн 6 \* 6 м, число этажей – 3, высота этажей в осях 4,2 м, панели перекрытий пустотные, район строительства г. Пермь, нагрузки на перекрытие приведены в табл. 1 на покрытие — в табл. 2.

Колонны связевых каркасов имеют квадратное сечение, размеры которого обычно не меняют по всей высоте здания и определяют по колоннам первого этажа. При усилии от расчетной нагрузки в колонне более 2500 кН лучше принимать сечение 400 \* 400 мм, менее 2000 кН — 300 \* 300 мм, при иных значениях усилия — одно из этих или промежуточное сечение.

Для назначения размеров сечения колонн приближенно, без учета собственного веса ригелей и колонн, определяем усилие от расчетной нагрузки в колонне первого этажа:

*N=Aгр\*P1\*(n-1)+Aгр\*P2,*

где Aгр – грузовая площадь колонны;

P1 и P2 – полная расчетная нагрузка по табл. 1 и табл. 2 соответственно;

n – число этажей.

По табл. 1 расчетная нагрузка на перекрытие равна 12,43 кПа. При двух междуэтажных перекрытиях и грузовой площади колонны 6 \* 6 = 36 м2 усилие в колонне составит 2 \* 12,43 \* 36 = 895 кН. По табл. 2 расчетная нагрузка на покрытие — 8,19 кПа, усилие в колонне от нее — 8,19 \* 36= 294,84 кН. Полное усилие в колонне: 895 + 294,84 = 1189,84 кН, что меньше 2000 кН. Принимаем сечение колонн 300 \* 300 мм.

1.2.2 Определение геометрических размеров ригелей

Так как расстояния между продольными и поперечными разбивочными осями равны, то геометрические размеры ригелей и панелей перекрытия принимаем одинаковыми для двух вариантов перекрытия.

Размеры сечения ригелей зависят от нагрузки и пролета, высота h колеблется от 450 до 600 мм, а ширина ребра b — от 200 до 300 мм. При этом ширина свесов полок, как правило, составляет 100 мм, а высота полки h≥150 мм. Данные для предварительного назначения сечения ригелей приведены в табл. 3. Так как сумма временных нагрузок равна 7,44 кПа и l1=l2=6, то размеры сечения ригелей назначаем b \* h = 200х450.

Таблица 3

Рекомендуемые размеры ригелей b \* h, мм

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Расстояние между продольными осями l1, м | Шаг ригелей l2, м | | |
|  | 5 | 6 | 7 |
| при полезной расчетной нагрузке до 8 кПа | | | |
| 5 | 200х450 | 200х450 | 200х450 |
| 6 | 200х450 | 200х450 | 200х500 |
| 7 | 200х500 | 200х550 | 200х550 |
| при полезной расчетной нагрузке до 12 кПа | | | |
| 5 | 200х450 | 200х450 | 200х500 |
| 6 | 200х500 | 200х500 | 200х550 |
| 7 | 200х600 | 300х550 | 300х550 |
| при полезной расчетной нагрузке более 12 кПа | | | |
| 5 | 200х500 | 200х500 | 200х550 |
| 6 | 200х550 | 200х600 | 300х550 |
| 7 | 300х550 | 300х600 | 300х600 |

Так как привязка крайних колонн осевая, то проектная длина ригелей определяется:

*lр=l2-2\*hk/2-2\*15,*

где l2 – шаг колонн;

hk – высота сечения колонны;

15 – монтажный допуск.

lр = 6000 - 300 – 2\*15 = 5670 мм.

1.2.3 Определение размеров плит перекрытия

Проектная длина панелей с учетом зазоров:

*lпл=l2-2\*Bр / 2-2\*15,*

где l2 – шаг колонн;

Bр – ширина ригеля;

15 – монтажный допуск.

Lпл = 6000-200 – 2\*15 = 5770 мм.

При расстоянии между осями колонн 6000 мм номинальную ширину рядовых панелей назначаем 1500 мм, межколонных панелей назначаем равной 1500 мм, а доборных — 900 мм.

Проектная ширина панели равна:

*Bп=B-2\*15,*

где Bп – проектная ширина плиты;

B– номинальная ширина плиты;

1*5* –монтажный допуск.

Рядовая панель перекрытия:

Bп=1500-15\*2=1470 мм.

Межколонная панель перекрытия:

Bп=1500-15\*2=1470 мм.

Доборная плита перекрытия:

Bп=900-15\*2=870 мм.

Высота пустотных панелей равна 220 мм.

каркас перекрытие ригель нагрузка

2. Определение расхода материалов (для двух вариантов перекрытия)

2.1 Определение расхода материалов для плит перекрытия

Расход бетона:

*V=Bgk \* lgk \* hgk \* t?*

где Bпл – ширина плиты, м; lпл – длина плиты, м; hпл – высота сечения плиты, м; t – коэффициент (для пустотных плит t=0,55, для ребристых t=0,27).

Плита доборная:

V1=0,87\*5,77\*0,22\*0,55=0,6 м3;

Плита межколонная:

V2=1,47\*5,77\*0,22\*0,55=1,02 м3;

Плита рядовая:

V3=1,47\*5,77\*0,22\*0,55=1,02 м3.

Расход арматуры:

*R=V\*K,*

где K – коэффициент, зависящий от типа конструкции (определяется по таблице);

При промежуточных значениях расход стали определяется с помощью метода линейной интерполяции.

K=a+(b-a)/(d-c)\*(Р1н-с);

K=78+(98-78)/(12,5-8)\*(10,5-8)=78+20/4,5\*2,5=89,11 кг/м3;

Плита доборная:

R1=0,6\*89,11=53,47 кг;

Плита межколонная:

R2=1,02\*89,11=90,89 кг;

Плита рядовая:

R3=1,02\*89,11=90,89 кг.

2.2 Определение расхода материалов для ригелей

Расход бетона:

*Vр=A\*lр,*

где А – площадь сечения ригеля, м2; lр – длина ригеля, м.

A1=0,45\*0,2+0,1\*(0,45-0,23)=0,112 м2;

A2=0,23\*0,2+0,4\*0,22=0,134 м2;

Ригель Р1:

Vp1=0,112\*5,67=0,64 м3;

Ригель Р2:

Vp2=0,134\*5,67=0,76 м3.

Расход арматуры для ригеля:

*Rp=Vp\*K;*

где К – коэффициент, зависящий от типа конструкции.

K1=181 + (200-181) / (60-30)\*(31,5-30) = 181,95 кг/м3 (P1);

K2=200 + (225-200) / (90-60)\*(63-60) = 202,5 кг/м3 (P2);

Ригель Р1: Rp1 = 0,64\*181,95 = 116,4 кг;

Ригель Р2: Rp2 = 0,76\*202,5 = 153,9 кг.

Таблица 4

Расход материалов (для двух вариантов перекрытия)

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Номер варианта | Наименование элемента | Обозначение элемента | Расход бетона, м3 | Расход стали, кг |
| Вариант 1 | Плиты перекрытия | П1 | 0,6 | 53,47 |
| П2 | 1,02 | 90,89 |
| П3 | 1,02 | 90,89 |
| Ригели | Р1 | 0,64 | 116,4 |
| Р2 | 0,76 | 153,9 |
| Вариант 2 | Плиты перекрытия | П1 | 0,6 | 53,47 |
| П2 | 1,02 | 90,89 |
| П3 | 1,02 | 90,89 |
| Ригели | Р1 | 0,64 | 116,4 |
| Р2 | 0,76 | 153,9 |

3.Расчет и конструирование элементов каркаса

3.1 Расчет и конструирование плит перекрытия

3.1.1 Определение внутренних усилий

С точки зрения статистического расчета все типы панелей рассматривают как свободно опертые однопролетные балки, нагруженные равномерно нагрузкой *q*. Для ее определения необходимо умножить распределенную по площади нагрузку на номинальную ширину панели.

Пустотные панели рассчитываются по прочности как балки таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

Исходные данные: проектные размеры 1470 \* 5770, высота сечения – 220 *мм*, бетон класса В20:

*Rb*=10,35 *МПа*

при *γb2*=0,9.

Арматура –

*Rs(A III)*=365 *МПа*,

*Rsc(A III)*=365 *МПа.*



где *P1* – полная расчетная нагрузка на плиту по табл. 1, *кПа*;

*B* – ширина плиты;

*γn* – коэффициент надежности по назначению;

*l0* – расчетная длина элемента,

*l0=lпл-*2\*(100-15)/2.

*l0=*5770-85=5685 *мм;*

*M=*12,43\*1,5\*0,95\*(5,685)2/8=71,56 *кН•м;*

*Q=*12,43\*1,5\*0,95\*5,685/2=50,35 *кН.*

3.1.2 Приведение фактического сечения к расчетному

Высота сечения приведенного сечения равна фактической высоте *h=*220 *мм.*

Толщина полки таврового сечения:

*h’f*=(*h-d*)/2=(220-159)/2=30,5 *мм;*

Ширина полки таврового сечения:

*b’f=B*-2\*10=1470-20=1450 *мм;*

Расчетная ширина ребра:

*b=B*-2\*10-*n*\*159=1470-20-7\*159=337 *мм.*

3.1.3 Расчет по нормальному сечению

1. Определение положения сжатой зоны:

Определяем при *х=hf’*.



где *Мгр* – момент, воспринимаемый сечением при условии, что высота сжатой зоны равна высоте полки;

*Rb* – расчетное сопротивление бетона сжатию с учетом коэффициента *γb2*;

*h0* – рабочая высота сечения.

*Мгр=*10,35\*1,45\*0,0305\*(0,19-0,0305/2)=0,0799 *МН•м*=79,9 *кН•м.*

*Мгр=*79,9 *кН⋅м>М=*71,56 *кН⋅м →x<hf’,*

сжатая зона не выходит из полки.

2. Определяем коэффициент *αm*:



*αm=*71,56\*10-3/(10,35\*1,45\*(0,19)2)=0,13.

3. Определяем относительную высоту сжатой зоны:



Определяем граничную относительную высоту сжатой зоны по СНиП 2.03.01-84\*.

Значение *ξR*определяется по формуле:



где *ω* - характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формуле:



*σsR*- напряжение в арматуре, *МПа*, принимаемое для арматуры классов:

А-I, А-II, А-III, А-IIIв - ;



*σsp* – предварительное напряжение арматуры;

*σsu* - предельное напряжение в арматуре сжатой зоны.

.



*ξR=*0,628*>ξ=*0,139 - габариты сечения подобраны правильно.

4. Определим высоту сжатой зоны:

*х=ξ\*h0≤h’f;*

*х=*0,139\*190=26,4 *мм*<30,5 *мм.*

5. Определим площадь растянутой арматуры:

;



.



Для многопустотной панели стержни ставятся между пустотами.

По сортаменту принимаем 8∅14 (*As*=1231 *мм2*).

6. Определяем фактическую высоту сжатой зоны:

;



7. Определим несущую способность сечения:

;



.



*Мu=*78,65 *кН⋅м >М=*71,56 *кН⋅м* – площадь арматуры подобрана правильно.

3.1.4 Расчет по наклонному сечению

Наибольшая поперечная сила на опоре панели:

Предварительно поперечную арматуру примем по конструктивным требованиям (по пункту 5.27 СНиП 2.03.01-84\*.). На приопорных участках длиной *l/4* арматуру устанавливаем конструктивно 8∅6 A-III с шагом не более *h/2*=220/2=110 *мм*, принимаем шаг 100 *мм*, в средней части пролета поперечную арматуру не устанавливают.

1. Расчет по обеспечению прочности наклонной полосы между соседними трещинами.



Коэффициент *ϕb1* определяется по формуле:



Коэффициент определяется по формуле: *=1+5αμw;*



где

;



.



*.*



-



размеры панели достаточны

2. Расчет прочности по наклонной трещине

По опыту проектирования плитных конструкций при расчете прочности по наклонной трещине на действие поперечной силы проекцию наиболее опасного наклонного сечения принимают как:



Поперечная сила в конце такого сечения:



Коэффициент, учитывающий влияние полки в сжатой зоне:

.



Коэффициент, учитывающий влияние продольных сил: .



При этом

.



где *Qb* – поперечная сила, воспринимаемая бетоном на трещине;

*Rbt* – расчетное сопротивление бетона растяжению;

*ϕb2* – коэффициент, учитывающий влияние вида бетона;

*с* – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента.

*Q1*=39,14 *кН* > *Qb*=31,78 *кН* –

необходимо определить усилие, воспринимаемое поперечной арматурой:

;



.



.



*Qsw+Qb=*407,52+31,78=439,3 *кН>Q=*50,35 *кН –*

прочность наклонного сечения обеспечена.

3.2 Расчет и конструирование колонны

3.2.1 Определение внутренних усилий

*N=N+Nk+Np,*

*Np=n\*Vp\*1,1\*25,*

*Nk=hэ\*n\*h2k\*1,1\*25,*

где *hэ* – высота этажа;

*n* – количество этажей;

1,1 – коэффициент надежности по нагрузке;

*hk* – высота сечения колонны.

*Nk*=3\*4,2\*0,09\*1,1\*25=31,185 *кН*;

*Np*=3\*0,76\*1,1\*25=62,7 *кН*;

*N*=1189,84+31,185+62,7=1283,73 *кН*.

*Nl=Nl+Nk+Np,*

*Nl=Aгр\*((n-1)\*P1,l+ P2,l),*

где *P1,l* – расчетная значение постоянной и длительно действующей нагрузки по табл. 1;

*P2,l* - расчетная значение постоянной и длительно действующей нагрузки по табл. 2;

*Nl*=36\*(2\*8,5+5,42)=807,12 *кН*;

*Nl*=807,12+31,185+62,7=901 *кН*.

3.2.2 Расчет колонны по нормальному сечению

Условие прочности имеет вид:

,



где *Ab=hk2* – площадь бетонного сечения;

*ϕ* - коэффициент, учитывающий гибкость колонны и длительность действия нагрузок (коэф. продольного изгиба).

Преобразуем формулу, получим:

,



,



где *ϕ1,ϕ2* – коэффициенты, учитывающие гибкость колонны и длительность действия нагрузок.

Коэффициенты *ϕ1* и *ϕ2* определяем последовательными приближениями по таблице 5.

Таблица 5

Коэффициенты для учета гибкости колонны и длительности действия нагрузок

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Гибкость  *l0/h* | *ϕ1* в зависимости от *Nl/N* | | | *ϕ2* в зависимости от *Nl/N* | | |
| 0 | 0,5 | 1 | 0 | 0,5 | 1 |
| 6 | 0,93 | 0,92 | 0,92 | 0,93 | 0,92 | 0,92 |
| 10 | 0,91 | 0,90 | 0,89 | 0,91 | 0,91 | 0,90 |
| 14 | 0,89 | 0,85 | 0,81 | 0,89 | 0,87 | 0,86 |
| 16 | 0,86 | 0,80 | 0,74 | 0,87 | 0,84 | 0,82 |
| 18 | 0,83 | 0,73 | 0,63 | 0,84 | 0,80 | 0,77 |
| 20 | 0,80 | 0,65 | 0,55 | 0,81 | 0,75 | 0,70 |

В нашем случае, при

и



, *ϕ1*=0,87*, ϕ2*=0,88.



При *ϕ=ϕ2=*0,88 определяем:

.



Проверяем:

.



Так как *ϕ=0,88=ϕ2=0,88*, то арматура подобрана правильно.

По сортаменту принимаем 4∅22 A-III (*As+As’*=1520 *мм2*).

;



.



Полученный процент армирования от рабочей площади бетона составляет:

.



При гибкости колонны =11,43 это выше минимально допустимого процента армирования *μmin*=0,2% и меньше рекомендуемого максимального *μmax*=3%.



При *μ<μmax* шаг поперечных стержней должен быть

*мм*, с учетом кратности 50 *мм*.



При *μ>μmax* шаг поперечных стержней должен быть

*мм*,



с учетом кратности 50 мм, где *d* – диаметр продольных стержней (*d*=22 *мм*).

В нашем случае *μ*=1,69%<*μmax=3%*, принимаем *S*=450 *мм*.

По условиям сварки диаметр поперечных стержней должен быть не менее *dsw*=0,25*d*=0,25\*22=5,5 *мм.* Принимаем 4∅6 A-III.

Согласно требованиям норм, защитный слой бетона до рабочей арматуры должен составлять не менее 20 мм. Окончательно расстояние от осей продольных стержней до наружных граней принимаем равным 25 мм.