Министерство образования и науки Украины

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

Кафедра железобетонных и каменных конструкций

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

к курсовому проекту по предмету:

«Железобетонные и каменные конструкции»

на тему: «Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания»

Одесса 2010

**Оглавление**

1. Сбор нагрузок
2. Расчёт и конструирование монолитного ребристого перекрытия
	1. Расчёт монолитной железобетонной плиты перекрытия
	2. Расчёт и конструирования второстепенной балки
3. Расчёт и конструирование монолитной железобетонной колоны
4. Расчёт и конструирование фундамента

**1. Сбор нагрузок**

Таблица 1

Нагрузка от веса конструкции совмещённой кровли на 1 м2

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Характер. значение нагрузки на кН/м2 | Коэф. Надёжности по нагрузке, ϒfm | Предельно расчётное значение нагрузки, кН/м2 |
| **1.** Рулонная кровля , 3слоя рубероида на битумной мастике  | 0,15 | 1,2 | 0,18 |
| **2.**Цементно-песчаный растворδ=30 мм, γ=18кН/м3 | 0,54 | 1,3 | 0,702 |
| **3.**Утеплитель из пенобетонаδ=20 мм, γ=5кН/м3 | 1 | 1,2 | 1,2 |
| **4.**Пароизоляция 1 слой рубероида | 0,05 | 1,2 | 0,06 |
| **5.** Ж/б плита δ=70 мм, γ=25кН/м3 | 1,75 | 1,1 | 1,925 |
| Суммарная постоянная нагрузка | gn=3,49 | - | g=4,07 |
| **6.**Снеговая нагрузка | Pn=0,88 | 1,14 | p=1 |
| **Итого** | **рn + gn=4.37** | - | **p+g=5,07** |

Таблица 2

Нагрузка от веса конструкции перекрытия на 1 м2

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Характер. значение нагрузки на кН/м2  | Коэф. Надёжности по нагрузке, ϒfm | Предельно расчётное значение нагрузки, кН/м2 |
| **1.**Керамическая плитка δ=10 мм, γ=19кН/м3 | 0,19 | 1,1 | 0,21 |
| **2.**Цементо-песчаный растворδ=20 мм, γ=18кН/м3 | 0,36 | 1,3 | 0,47 |
| **3.**Звукоизоляция δ=30 мм, γ=18кН/м3 | 0,36 | 1,3 | 0,47 |
| **4.**Ж/б плита δ=30 мм, γ=18кН/м3 | 1,75 | 1,1 | 1,925 |
| Суммарная постоянная нагрузки | gn=2,66 | - | g=3,08 |
| **5.**Временная полезная нагрузка | рn=4 | 1,2 | р=4,8 |
| **Итого** | **рn + gn=6,66** | - | **p+g=7,88** |

**2. Расчёт и конструирование монолитного ребристого перекрытия**

**2.1 Расчёт монолитной железобетонной плиты перекрытия**

**Определение расчётных пролётов**

Для расчётов плиты условно выделим полосу шириной b= 100 см и рассмотрим её как многопролётную не разрезную балку. Опорами которой, является второстепенные балки. Для определения расчётных длин задаёмся размером второстепенной балки.

Высота h=()×Lвт. балк =)×6000 = 500…333 мм

принимаем h =450 мм.

Ширина b=)×hвт.балк. = )×450 = 225… 150 мм

принимаем b= 180мм.

Плиты опёртые на стены на 120мм – это расстояние от края стены до конца заделки плиты.

Расчётные длины плиты:

Крайний расчёт пролёта плиты – это расстояние от грани второстепенной балки до 1/3 площади опирания .

Крайние L1=1800мм, L0.1= L1+= 1800+ = мм;

средний расчётный пролёт плиты – это расстояние в свету между гранями второстепенных балок.

среднее L2= L0.2 -2× = 2000-2× = 1820 мм.

На рис. 1 изображена расчётная разбивка плиты перекрытия.

Рис. 1 Геометрические размеры и эпюра изгибающих моментов плиты

Вычисление расчётных усилий

Определяем изгибающий моменты в наиболее опасных сечениях плиты.

Момент в первом пролёте:

Момент в средних пролётах:

Момент на опоре **С** и **В**:

Mcsyp= -ML2= -1,63

Определение минимальной толщины плиты

Необходимой толщиной плиты задаёмся с экономических размышлений % армирования плиты в пределах =0,5-0,8 % применяем =0,8% по maх пролётном момента. Mmax =ML,ex =2,19 кН/м при b=100 см.

Полезная высота сечения плиты при

ξ= μ\*

где Rb=14.5 МПа - расчётное сопротивление бетона на сжатие ( для класса В-25);

Rs=365 МПа расчётное сопротивление арматуры при растяжении (для класса А 400С);

γb2 =0.9 – коэффициент условия работы бетона.

Используем таблицу коэффициентов для расчёта изгибающих элементов армированных одиночной арматурой, по величине ξ находим соответствующие ему коэффициент αm=0,196

Определяем полезную расчётную высоту сечения плиты(min 6 см)

Полная высота плиты (округляем до 1 см)

h= h0 +1.5=2,28+1,5=3,78 см применяем h= 6 см ;

Тогда рабочая толщина плиты h0=6-1,5=4,5 см.

Выбор площади сечения арматуры в плите показан ниже в таблице 3.

Подбор арматуры плиты перекрытия

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Сечение | М, кН\*см |  | ξ | Необходимая арматура | Необходимая арматура |
| Количество и тип сеток | As,, см2 |
| Пр1 | 219 |  | 0,952 |  |  | 1,70 |
| Оп В | 228 |  | 0,955 |  |  | 1,70 |
| Пр2  | 163 |  | 0,966 |  |  | 1,13 |
| Оп С | 163 |  | 0,966 |  |  | 1,13 |

**1.2 Расчёт и конструирования второстепенной балки**

Второстепенные балки монолитного ребристого перекрытия по своей статистической схеме представляет собой многопролётные неразрезные балки

Рис.2 Геометрические размеры и опоры усилий второстепенной балки.

Расчёт таких балок, выполняется так же как и для плит, учётом перераспределения в следствии пластических деформаций. Для вычисления пролётов второстепенных балок задаёмся размерами главноё балки:

высотой:

hгл.б.=(1/10….1/16)lгл.б.=(1/10….1/16)\*600=60…37.5 см.

принимаем hгл=50 см

считаем ширину bгл.б=(1/2….1/3)hгл.б=(1/2….1/3)\*50=25…16 см.

принимаем =25 см.

Расчётные пролёты второстепенных балок

L0.0=6000 - 125 - 200 + =5760 мм

L0.1=6000-250 = 5750 мм

Расчёт нагрузки на 1 м погонный балки постоянная:

Постоянная нагрузка от плиты и пола:

q = 3.08 кН/м2

b = 2 м

qпл =3,08×2= 6,16 кН/м

от собственного веса второстепенной балки :

qвт.б.=( hвт.б. –hпл.)× bвт.б×× γfm = (0,45 – 0,06) ×25×0,18×1,1= 1,9305 кН/м

где:

- удельный вес железобетона 25 кН/м3

b - ширина второстепенной балки

γfm – коэффициент надёжности по нагрузки 1,1

 полезная нагрузка:

pпол = р + b =4×2 =8 кН/м

полная расчётная нагрузка на 1 погонныё метр :

q = qпол +pпол = 8+8,0905 =16,095 кН/м

Вычисление расчётных усилий.

У статистических расчётов второстепенных балок с разными пролётами или такими, которые отличаются не более чем 20%, расчётные моменты определяют, используя метод гранитного равновесия.

Момент в первом пролёте:

M1= кН\*м

Момент на опоре В:

Момент в средних пролётах и на опоре **С**:

M2= кН\*м

Мс=- 33.25 кН ·м

Определение поперечных сил Q

на крайней опоре:

QА=(q×а1)= 16.0905 × 5.76x0.4=37.07 кН

на средней опоре:

QB=-(q×а2)= 16.0905 × 5.75x0.6=-55.51 кН

в остальных опорах:

QB=(q×а3)= 16.0905 × 5.75x0.5=46.26 кН

Уточнение размеров второстепенных балок.

Необходимой толщиной плиты задаёмся с экономических размышлений % армирования плиты в пределах µ=0,8-1% принимаем µ=0,8% по max пролётном моменте. Mmax=M1= 64.97кН/м при b =100 см.

Полезная высота сечения плиты при

ξ =μ\*(RS/RB\*γb2)=0.01\*(365/14.5\*0.9)=0.279

где Rb=14.5 МПа - расчётное сопротивление бетона на сжатие ( для класса В-25);

Rs=365 МПа расчётное сопротивление арматуры при растяжении (для класса А 400С);

γb2 =0.9 – коэффициент условия работы бетона.

Используем таблицу коэффициентов для расчёта изгибающих элементов армированных одиночной арматурой, по величине ξ находим соответствующие ему коэффициент αm=0,241

b- ширина второстепенной балки

Полная высота сечения

h= h0 +а=29.25+3=32.35 см ;

принимаем h = 35см и b = 18 см

Подбор арматуры плиты перекрытия

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Сечение | М, кН\*см |  | ξ | Необходимая арматура | Необходимая арматура |
| Количество и тип сеток | As,, см2 |
| Пр1 | 4853 |  | 0,9036 |  | 4014 | 6.16 |
| Оп В | 4844 |  | 0,9036 |  | 3016 | 6.03 |
| Пр2  | 3325 |  | 0,9364 |  | 4012 | 4.52 |
| Оп С | 3325 |  | 0,9364 |  | 3012 | 3.39 |

Расчёт наклонных сечений на поперечную силу:

При максимальном диаметре продольной арматуры Ø14 из условия свариваемости принимаем для расчёта поперечную арматуру, принимаем Ø6А240С (Аsw1= 0.283см2) при 2-х каркасах (n=2) (Аsw=2 ×Аsw1=2×0.283=0.566 см2)

По конструктивным требованиям шаг поперечных стержней:

Проверяем условия по проценту армирования:

Определяем единичные усилия воспринимаемые поперечными стержнями

Rsw=175 МПа

Длина проекции наибольшего невыгодного сечения

h0=h-a=30-3=27см, с≤2h0

Определяем усилие, воспринимаемое поперечными стержнями

Qsw= qsw × c=660,3×107,4=70916=70,92kH

Определяем усилие, воспринимаемое бетоном

Определяем условие прочности

Qmax< Qsw+ Qb

74,3kH<70,92+70,95=141,87 kH Поперечная арматура для второстепенной балки применяется Ø6А240С с шагом S1 =15cм на приопорных участках длиной 1/4длины пролёта, а в середине пролёта с шагом S2=30см.

**2. Расчёт и конструирование монолитной железобетонной колоны**

Исходные данные:

бетон класса В30; Rb=17 МПа;

арматура продольная класса А400С, Rs=365 МПа;

арматура поперечная класса А240С;

высота этажа Нэт=4,2 м;

**Выбор расчётной схемы**

Закрепление колоны первого этажа при вычислении расчётной длины и коэффициента продольного отгиба φ принимают шарнирно-неподвижным на уровне перекрытия и защемлённой в соединении с фундаментом.

**Вычисление усилий в колоне первого этажа**

Нагрузка на колону передаётся от главных балок с учётом их нераздельности. Постоянная нагрузка составляется с собственного веса элементов перекрытия и веса колон. Временная нагрузка вычисляется из условия технологического процесса и принимается в соответствии к заданию на курсовой проект.

Собираем грузовую площадь на колону:

Агр=6×6=36 м2

Расчётная длина колоны

L01=hэт+0,15=4,2+0,15=4,35 м; L02= L03= L04=4,2 м.

Сечение колоны принимаем 400×400 мм

**Вычисление нагрузок на колону**

Вес колон 1-й этаж

G1c =acol\*bcol\*l01 \*ρ\*yfm=0.4\*0.4\*4.35\*25000\*1.1=17.4 кН

2-ой этаж

G2c….. G4c=0.4\*0.4\*4.2\*25000\*1.1=14.4+3\*16.8=16.8 кН

Общий вес колон

Gc=Σ Gnc= G1c+(n-1)\* G2c=17.4+3\*16.8=67.8 кН/

Расчётные нагрузки.

1.от веса покрытия

Gпок=gпок\*Агр=4,07\*36=146,52 кН

2.от веса всех перекрытий

Gпок=gпер\*Агр\*(n-1)=3,08\*36\*3=332,64 кН

3.от веса второстепенных балок

Gвт.бал.=n(bвт.бал.\*lвт.б.\*3\*γfm)=4(0.35\*0.18\*6\*25\*3)=113.4 кН

4.от веса главных балок

Gгл.бал=4(0,5\*0,25\*6\*25)=75кН

Итого :

G=ΣG=67.58+146.52+332.64+113.4+75=735.14 кН

Кратковременная нагрузка

P=4\*36+0.7\*36=169.2 кН

Полная нагрузка:

Ntot=G+P=735,14+169,2=904,34 кН

Площадь поперечной арматуры при φ= 0,9

As.tot=((Ntot/φ)-Rb\*acol\*bcol))/Rsc=((90434/0.9)-1700\*40\*40)/36500= -71.76 см2.

Армирование принимаем конструктивно :

Продольную арматуру колоны колонн на всех этажах принимаем 4Ø16А400С2.

Поперечную арматуру принимаем конструктивно, из условия свариваемости Ø6. Шаг поперечных стержней назначаем в пределах:

S≤(15…20)d и S = 200

**3. Расчёт и конструирование фундамента**

Исходные данные:

Бетон класса В20 Rb=11.5 МПа, Rbt=0.9 МПа

Арматура класса А400С, Rs=365 МПа

Расчётное сопротивление грунта R0=0.2 МПа

Глубина сезонного промерзания грунта Hr=0.63см

Вычисление размеров подошвы фундамента

Плаща подошвы фундамента вычисляется по формуле:

Где Nn=Ntot/1.1=904.34/1.1=822.13 кН продольное усилие по второй группе предельных состояний передаваемое фундаменту колонной;

γm =20 кН/м3 средний вес единицы объема фундамента и грунта над ним;

H1=mzHr=0.7×0.9=0.63 см глубина заложения фундамента.

Таким образом:

Af=822.13\*103/(0.2-0.02\*0.63)\*106=4.39 м2

Размеры подошвы фундамента в плане принимаются кратными 30см

af=bf=

Принятые размеры af=bf=2,1 м Af=af\*bf=4.41м2

Вычисление высоты фундамента

Рабочая высота разреза плитной части фундамента вычисляется из условия продавливания по формуле:

Где N= 904,34 kH продольное усилие, которое действует с коэффициентом надёжности по нагрузке γm>1;

Давление на грунт под подошвой фундамента от действия продольного расчётного усилия вычисляется по формуле:

P=N/Af=904.34/4.41=205.07 кН/м2=0,20507 МПа

Таким образом

H0=0.5\*=0.452329315-0.2=0.252 м.

Полная высота фундамента при наличии бетонной подготовки вычисляется по формуле:

Н=Н0+а =25+3,5=28,5 см

Оптимальную высоту фундамента, исходя уз условия конструирования

Нmin=bcol+25=30+20=55см, принимаем Н=60 см выполняет его двухступенчатых с высотой ступеней по 30см

**Вычисление изгибающих моментов**

В разрезе 1-1

M1=0.125\*p\*(af-acol)2\*bf=0.125\*0.205(210-40)2\*210\*102=15551812.5 кН\*см.

В разрезе 2-2

M1=0.125\*p\*(af-a1)2\*bf=0.125\*0.319(210-110)2\*210\*102=5381250 кН\*см.

**Вычисление площади сечения арматуры**

В разрезе 1-1

As1=M1/0.9\*H0\*Rs=15551812.5/0.9\*365\*56,5\*102=8.4 см2

H0=60 – 3.5=56.5 см

В разрезе 2-2

As2=M2/0.9\*H01\*Rs=5381250/0.9\*365\*26,5\*102=6,2 см2

h01=30 – 3.5=26.5 см

Количество рабочих стержней в каждом направлении вычисляем по большим значениям Аs=8,4 см2, исходя из максимального допустимого расстояния между стержнями S=20 см.

Таким образом

N=(af - 2\*5/S)+1=((210-10)/20)+1=11 стержней

Принимаем 12стержней Ø14А400С, As=9,23 см2 с шагом 200см.