Министерство образования и науки Российской Федерации

Саратовский Государственный Технический Университет

# Кафедра: Промышленное и гражданское строительство

# Пояснительная записка

к курсовому проекту по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции »

Выполнил: студент ПГС-31 АСФ

Проверил:

Саратов 2010

**СОДЕРЖАНИЕ**

|  |  |
| --- | --- |
| Введение……………….………………………………………………………… | 3 |
| Исходные данные……………………………………………….......................... | 4 |
| 1. Компоновка сборного перекрытия………………………….......................... | 4 |
| 2. Конструирование и расчет  плиты перекрытия......................……………………………………………….. | 5 |
| 3. Проектирование ригеля здания ………………………….......................... | 9 |
| 4. Конструирование и расчёт колонны ………………………………………... | 15 |
| 5. Проектирование фундамента колонны……………………………………... | 20 |
| 6. Расчёт простенка каменной стены………...………………………………… | 22 |
| Список используемых источников…………………………………………….. | 25 |

**ВВЕДЕНИЕ**

Целью выполнения курсовой работы является закрепление теоретических знаний по курсу “Железобетонные конструкции”, развитие практических навыков проектирования, конструирования и расчета железобетонных и каменных конструкций.

В курсовой работе необходимо запроектировать основные несущие конструкции многоэтажного здания неполным железобетонным каркасом и жесткой конструктивной схемой. Внутренний каркас – железобетонный, наружные несущие стены – каменные.

Расчет конструкций производится в соответствии с положениями СНиП по первой группе предельных состояний.

# Исходные данные

№89

1. Длина здания, м – 28,8 м;
2. Ширина здания , м – 21,6 м;
3. Высота этажа, м – 4,2 м;
4. Высота подвала, м – 3,9 м;
5. Количество этажей – 5;
6. Временная нормативная нагрузка **:

* длительно действующая **;
* кратковременная **;

1. Размеры оконного проема ** ;
2. Район строительства – г. Москва;
3. Величина условного расчетного сопротивления грунта **;
4. Конструкция пола – 6 ( рис.1);
5. Тип здания – промышленное;
6. Толщина наружных сплошных кирпичных стен:

* Вид кладки – из сплошного кирпича на тяжелом растворе;
* Объемная масса кирпича 18 кН/м³;
* Объемная масса раствора 17 кН/м³;
* Толщина кладки стен **64 см** при расчетной температуре, -20**°C**

1. Снеговой покров 1,8 кН/м² для района.

*Примечание:* За расчетную температуру принять среднюю температуру наиболее холодной пятидневки по СНиП 2.01.01-82. Строительная климатология и геофизика/ Госстрой СССР.- М.: Стройиздат, 1983.-136 с.

Рис.1.

**1. КОМПОНОВКА СБОРНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ**

В состав сборного балочного перекрытия входят: ригель (балки), панели перекрытия и колонны.

Высоту сечения ригеля принимаем в пределах h=(1/8-1/12)l, l=7,2м

hp=600мм

Т.к. hp>450 , то в целях унификации размер высоты ригеля назначают кратной 100 мм.

Ширину сечения ригеля принимаем в пределах b=(1/2-1/3)h, кратным 50мм

bp=300

Ширина плит перекрытия назначается от 1м до 2м с номинальными размерами кратными 100 мм. , плиты П1, принимаем равными П1=1400 (для промышленных зданий); связевые плиты размещают по рядам колонн, доборные пристенные опирают на ригели и опорные стальные столики, предусмотренные на крайних колоннах.

Размеры колонн принимаем конструктивно равными 300х300 мм.

Толщину наружных сплошных кирпичных стен принимаем 0,64.

Рис.2.

**2. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ**

## Для установления расчетного пролета предварительно задаемся размерами сечения ригеля: h=600 мм; b=300 мм. l0=7,05 м.

Подсчет нагрузок на 1 м2 перекрытия приведен в табл.1.

Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м2 перекрытия

Табл.1.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| N  п/п | Нагрузка | Норм. Нагрузка кН/м2 | Коэф. надёжности по нагрузке | Расч. Нагрузка кН/м2 |
| 1 | Постоянная:  плита ребристая  керамзитобетон (ρ=12 кН/м3,h=60 мм)  стяжка (ρ=18 кН/м3,h=20мм)  линолиум | 2,50  0,72  0,36  0,35 | 1,1  1,3  1,3  1,3 | 2,75  0,936  0,468  0,455 |
|  | Итого: | 3,93 | - | 4,609 |
| 2 | Временная:  В том числе:  длительная  кратковременная | 7,50  2,20  5,30 | 1,2 | 9,00  2,64  6,36 |
| 3 | Полная нагрузка  В том числе:  постоянная и длительная  кратковременная | 11,43  6,13  5,30 | - | 13,609  -  - |

## Расчетная нагрузка на 1 м при ширине плиты 1,4 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания γn=0,95:

постоянная



полная



Нормативная нагрузка на 1 м:

постоянная



полная



в том числе постоянная и длительная:

*6,13·1,4·0,95=8,15 кН/м.*

Усилия от расчетной нагрузки



,

от нормативной полной нагрузки

## 

,

от нормативной постоянной и длительной нагрузок



Высота сечения ребристой предварительно напряженной плиты принимаем 400 мм; рабочая высота сечения hо принимаем 355мм, ширину продольных ребер поверху по 100мм, снизу 85мм, высоту ребер снизу 90мм, ширину по верхней полке 1360мм, в расчетах по предельным состояниям первой группы расчетная толщина сжатой полки таврового сечения 5см; при этом отношение 5/40=0,125>0,1,а расчетная ширина ребра b=2\*8.5=17см.

Ребристая предварительно напряженная плита армируется стержневой арматурой класса А-V с электротермическим натяжением на упоры форм. К трещиностойкости плиты предъявляются требования 3-й категории. Изделие подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении.

Бетон тяжелый класса В30, соответствующий напрягаемой арматуре. Призменная прочность нормативная Rbn=Rb,ser=22 МПа, расчетная Rb=17 МПа, коэффициент условий работы бетона γb2=0,9; нормативное сопротивление при растяжении Rbtn=Rbt,ser=1,8 МПа, расчетное Rbt=1,2 МПа; начальный модуль упругости бетона Eb=32500 МПа. Передаточная прочность бетона Rbр устанавливается так, чтобы при обжатии отношение σbp/Rp≤0,75.

Арматура продольных ребер класса А-V, нормативное сопротивление Rsn=785 МПа, расчетное сопротивление Rs=680 МПа; модуль упругости Es=190000 МПа. Предварительное напряжение арматуры равно



При электротермическом способе натяжения 

Вычисляем предельное отклонение предварительного напряжения при числе напрягаемых стержней np=6 по формуле:



Коэффициент точности натяжения:



При проверке по образованию трещин в верхней зоне плиты при обжатии принимаем  Предварительное напряжение с учетом точности натяжения 

**Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси**

М=112,45 кНм. Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне.



;- нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки; *η=0,975.*

Характеристика сжатой зоны: ω=0,85-0,008Rb=0,85-0,008·0,9·17=0,73.

Граничная высота сжатой зоны



где σs1=Rs+400-σsp=680+400-495=585 МПа;

в знаменателе формулы приняли 500 МПа, т.к. γb2=0,9<1;

Коэффициент условий работы, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести



## η=1,15- для арматуры класса А-V; принимаем .

Вычисляем площадь сечения растянутой арматуры:



принимаем 6 Ø10 А-V с площадью Аs =4,71 см2

**Расчет полки плиты на местный изгиб**

Расчетный пролет при ширине ребер вверху 10 см составит 116 см. Нагрузка на 1м2 полки может быть принята (с несущественным превышением) такой же как и для плиты: 13,609\*0,95=129,3кНм2. Изгибающий момент для полосы шириной 1 м определяется с учетом частичной заделки в ребрах: *М=12,93\*1,162/11=1,58кНм.*

Рабочая высота сечения равна 3,5 см, принимаем арматуру диаметром 4 Вр-1с Rs=365 МПа;, *η=0,96;*



принимаем 10 Ø4 Вр-1 с площадью Аs =1,26 см2.

**Расчет прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси.**

Q=63,8 кН,-это условие. Вычислим проекцию расчетного наклонного сечения.

Влияние свесов сжатых полок (при 2 ребрах) φf=2·0,75·3h/f/bh0=2·0,75·9·5·5/35,5·17=0,43<0,5.

Усилие предварительного обжатия:

Р1=Аs(σsp-σ1)=4,71·(495-14,85)100=226,15кН

σ1=0,03 σsp=0,03·495=14,85МПа

Влияние усилия обжатия :



1+φf+φn=1+0,43+0,31=1,74>1,5, принимаем 1,5;

В=φb2(1+φf+φn)Rbtbh20=2·1,5·1,2·35,52·17(100)=77,12 ·105 Нсм.

В расчетном наклонном сечении принимаем с=2h0=71 см. Тогда Qb=В/с=77,12 ·105/71=108,6 кН>63.8 кН, следовательно, условие прочности по поперечной силе удовлетворяется, другое условие при Q=Qmax-q1c=63,8\*100-121,15\*71=55,2\*103Н и значении φb4(1+ φn)Rbtbh0/c=1,5\*1,31\*0,9\*1,2(100)\*17\*35,52/71=55,2кН<64,04кН-не удовлетворяется, следовательно поперечная арматура требуется по расчету.

На приопорном участке длиной l/4 устанавливаем в каждом ребре плиты поперечные стержни Ø4 Вр-1 с шагом s=h/2=40/2=20 см, в средней части пролёта с шагом s=3h/4=30 cм. Поперечные стержни объединяем с продольной монтажной напрягаемой арматурой или рабочей ненапрягаемой в плоские сварные каркасы, размещаемые в ребрах плиты.

Рис.3.

**3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ РИГЕЛЯ ЗДАНИЯ**

Крайний расчетный пролет ригеля определяем из выражения



Средний расчетный пролет ригеля 

Усилия в ригеле определяем при помощи огибающей эпюры моментов.

Нагрузка на ригель от ребристых плит считается равномерно распределенной. Ширина грузовой полосы на ригель равна шагу продольных рам и равна 7,2 м. Подсчет нагрузок на 1 м2 перекрытия приведен в табл.1.

Вычисляем расчетную нагрузку на 1 м длины ригеля.

постоянная с учетом γn=0,95:

4,609·7,2·0,95=31,53 кН/м;

От веса ригеля сечением 0,3х0,6 (ρ=2500 кг/см3) с учетом коэффициентов надежности γf=1,1 и γn=0,95: 0,3·0,6·25·1,1·0,95=4,7 кН/м.

Итого: g=31,53+4,7=36,23 кН/м.

Временная с учетом γn=0,95 u=9·7,2·0,95=61,56 кН/м,

в том числе длительная 2,64·7,2·0,95=18,06 кН/м

и кратковременная 6,36·7,2·0,95=43,50 кН/м.

Полная нагрузка g+u=97,79 кН/м.

**Определение усилий в ригеле**

Вычислим моменты для ригелей по формуле: , где табличные коэффициенты зависят от схем загружения и коэффициента k-отношения погонных жесткостей ригеля и колонны. Сечение ригеля принято равным 30\*60 см, сечение колонны-30\*30 см, длина колонны-4,2 м, вычисляем k =30\*603\*420/30\*303\*720=4,66, и принимаем его равным 5.

1-При постоянной схеме загружения (без учета временной нагрузки) :

М12=-0,033\*31,53\*7,22=-53,94 кНм,

М21=-0,099\*31,53\*7,22=-161,81 кНм,

М23=-0,090\*31,53\*7,22=-147,11 кНм=М32

2-При временной схеме загружения (без учета постоянной) в крайних пролетах:

М12=-0,042\*61,56\*7,22=- 134,03 кНм,

М21=-0,063\*61,56\*7,22=-201,05 кНм,

М23=-0,028\*61,56\*7,22=-89,36 кНм=М32

3-При временной схеме загружения(без учета постоянной) в среднем пролете:

М12=0,009\*61,56\*7,22=28,72 кНм,

М21=-0,036\*61,56\*7,22=-114,89 кНм,

М23=-0,062\*61,56\*7,22=-197,86 кНм=М32

4- При временной схеме загружения в одном крайнем и в среднем пролетах:

М12=-0,032\*61,56\*7,22=-102,12 кНм,

М21=-0,115\*61,56\*7,22=-367,00 кНм,

М23=-0,104\*61,56\*7,22=-331,89 кНм,

М32=-0,046\*61,56\*7,22=-146,80 кНм

Пролетные моменты ригеля:

1. В крайнем пролете - схемы загружения 1+2, опорные моменты М12=-187,97 кНм, М21=-362,86 кНм, нагрузка-97,79 кН/м, поперечные силы Q1=97,79\*7,2/2-(-187,97+362,86)/7,2=327,75 кН, Q2=376,33 кН, максимальный пролетный момент М=327,752/2\*97,79-187,97=361,27 кНм
2. В среднем пролете - схемы загружения 1+3, опорные моменты М23=М32=-344,97 кН/м, максимальный пролетный момент М=97,79\*7,22/8-344,97=288,71 кНм;

Постоянная нагрузка по схеме загружения 1 участвует во всех комбинациях: 1+2,1+3,1+4.

К эпюре моментов схем загружения 1+4 добавляем выравнивающую эпюру моментов так, чтобы уравнялись опорные моменты М21=М23 и были обеспечены удобства армирования опорного узла, в этом заключается практический расчет, и при этом намечается образование пластических шарниров на опоре. Ординаты выравнивающей эпюры следующие:

М21\*=0,3\*528,81=158,64 кНм, М23\*=143,7 кНм, при этом М12\*=-М21\*/3=-158,81/3=-52,94 кНм, М32\*=-М23\*=-143,7/3=-47,9 кНм, отсюда опорные моменты на эпюре выравненных моментов составят : М12=(-53,94-102,12)-52,94=-209 кНм, М21=-370,17 кНм, М23=-335,3 кНм, М32=-341,81 кНм;

На средней опоре при схеме загружения 1+4 опорный момент ригеля не всегда оказывается расчетным, т.е. максимальным по абсолютному значению, необходимую схему загружения устанавливают сравнительным анализом значений опорных моментов.

Опорный момент ригеля по грани средней колонны слева М(21)1 (абсолютные значения): 1) по схеме загружения 1+4 и выравненной эпюре

Q2=97,79\*7,2/2-(-370,17+209/7,2=352,04+22,38=374,42 кН, Q1=329,66кН, М(21)1=370,17-374,42\*0,3/2=314 кНм;

1. по схеме загружения 1+3 Q2=31,53\*7,2/2-(-276,7+25,22)/7,2=148,44 кН, М(21)1=276,7-148,44\*0,3/2=254,43 кНм;
2. по схеме загружения 1+2 М(21)1=362,86-374,42\*0,3/2=306,7 кНм;

Опорный момент ригеля по грани средней колонны справа М(23)1:

1. по схеме загружения 1+4 и выравненной эпюре Q=97,79\*7,2/2-(-335,3+341,81)/7,2=352,94 кН, М(23)1=335,3-352,94\*0,3/2=282,36 кНм; следовательно расчетный опорный момент ригеля по грани средней колонны М=314 кНм, по грани крайней колонны по схеме загружения 1+4 и выравненной эпюре М(12)1=209-329,66\*0,3/2=159,55 кНм.

Поперечные силы ригеля: для расчета прочности по сечениям, наклонным к продольной оси, принимают значения поперечных сил ригеля, большие из двух расчетов: упругого и с учетом перераспределения моментов. На крайней опоре принимаем Q1=329,66 кН, на средней слева по схеме загружения 1+4 Q2=97,79\*7,2/2-(-528,81+156,06)/7,2=403,82 кН, справа Q2=97,79\*7,2/2-(-479,00+293,91)/7,2=377,75 кН;

Рис.4.

**Характеристики прочности бетона и арматуры**

Бетон тяжелый класса В20, расчетные сопротивления при сжатии Rb=11,5 МПа, при растяжении Rbt=0,9 МПа; коэффициент условия работы бетона γb2=0,9;

модуль упругости Eb=27000 МПа.

Арматура продольная рабочая класса А-III, расчетное сопротивление Rs=365 МПа, модуль упругости Es=200000 МПа.

**Определение высоты сечения ригеля.**

Высоту сечения подбираем по опорному моменту при ξ=0,35, т.к. на опоре момент определен с учетом образования пластического шарнира. Принятое же сечение ригеля следует затем проверить по пролетному моменту (если он больше опорного) так, чтобы относительная высота сжатой зоны была ξ <ξу и исключалось переармированное неэкономичное сечение. При ξ=0,35 находим значение А0=0,289 и находим граничную высоту сжатой зоны:



Характеристика сжатой зоны: ω=0,85-0,008Rb=0,85-0,008·0,9·11,5=0,77,

σ1=Rs=365 МПа.

, так как пролетный момент М=361,27>314 кНм, то проверяем сечение по нему (h0=63 см), получаем, что

h=h0+а=63+4=67см, принимаем h=68 см.

*Сечение в первом пролете*

М=361,27кНм

h0=h-а=68-6=62 см; вычисляем

->η=0,815



Принимаем 4Ø25 А-Ш с АS=19,63 см2 ;

*Сечение в среднем пролете*

М=288,71 кНм

->η=0,86



Принимаем 6Ø18А-Ш с АS=15,27см2>14,83 см2

Арматуру для восприятия отрицательного момента в пролете устанавливаем по эпюре моментов, принимаем 2Ø12 А-Ш с АS=2,26 см2.

*Сечение на средней опоре*

М=314 кНм

Арматура расположена в один ряд, принимаем защитный слой 4 см, тогда рабочая высота ригеля .



Вычисляем требуемую площадь арматуры

 принимаем 2∅32 А-III. Фактическая площадь *Аs* = 16,08 *см2*>15,72 см2, аналогично рассчитываем сечение на крайней опоре (М=159,55 кНм).

**Расчет прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси**

Максимальное значение перерезывающей силы *Q* = 403,82 кН

Проекция расчетного наклонного сечения на продольную ось ригеля



В расчетном наклонном сечении , отсюда

*c = B/0,5Q =* 221,2 / 201,91= 1,10 *м*. 2*h0* = 128см. Условие *с < 2h0* удовлетворяется.



Диаметр поперечных стержней устанавливается из условия сварки с продольной арматурой диаметром *d* = 28 мм и принимается равным *dsw* = 8мм с площадью Аs=0,503 см2. При классе А – III *R­sw* = 285 МПа, так как  вводим коэффициент условий работы . Число каркасов 2 при этом .

Шаг поперечных стержней . В соответствии со СНиП ,принимаем 25 см. На приопорных участках поперечная арматура устанавливается с шагом 200 мм, в средней части пролета шаг , принимаем 500 мм.

Проверка прочности по сжатой полосе между наклонными трещинами:











условие удовлетворяется.

**Армирование ригеля**

Стык ригеля с колонной выполняется на ванной сварке выпусков верхних надопорных стержней и сварке закладных деталей ригеля и опорной консоли колонны. Ригель армируется двумя сварными каркасами, часть продольных стержней каркасов обрывается в соответствии с изменением огибающей эпюры моментов и по эпюре арматуры (материалов). Обрываемые стержни заводятся за место теоретического обрыва на длину анкеровки.



Рис.5.

*Сечение первого пролета.* Арматура 4Ø25 А-Ш с АS=19,63 см2





В месте теоретического обрыва арматура 2Ø12 А-Ш с АS=2,26 см2, определяется изгибающий момент для неё и принимается поперечная сила Q соответствующая изгибающему моменту по огибающей эпюре. И так,- по каждому пролету и по принятой арматуре определяется поперечная сила Q в месте теоретического обрыва. По поперечной силе определяем длину анкеровки обрываемых стержней. Так получаем:

W1=W2= 70 cм>20d=50 cм - длина анкеровки в сечении первого и крайнего пролетов;

W3=W4= 84 см>20d=64 cм - длина анкеровки в сечении на средних опорах;

W5=58 см>20d= 36 см - длина анкеровки в сечении среднего пролета;

W6=W7= 50 см>20d=32 см- длина анкеровки в сечении на крайних опорах;

Рис.6.

**4. КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ КОЛОННЫ**

**Определение продольных сил от расчетных нагрузок**

Грузовая площадь средней колонны при сетке колонн 7,2х7,2=51,84 м2.

Постоянная нагрузка от перекрытия одного этажа с учетом коэффициента надежности по назначению γn=0,95:

4,609·51,84·0,95=226,98 кН;

от ригеля (4,7/7,2) 51,84=33,84 кН;

от стойки сечением 0,3х0,3,l=4,2, ρ=2500 кг/м3; γf=1,1 и γn=0,95:

0,3·0,3·4,2·25·1,1·0,95=9,88 кН.

Итого G=270,7 кН.

Временная нагрузка от перекрытия одного этажа с учетом γn=0,95:

Q=9,0·51,84·0,95=443,23 кН,

в том числе длительная

Q=2,64·51,84·0,95=130,01 кН,

кратковременная

Q=6,36·51,84·0,95=313,22 кН.

Постоянная нагрузка от покрытия при весе кровли и плит 5 кН/м2 составит

5·51,84·0,95=246,24 кН; от ригеля -33,84 кН, от стойки-9,88 кН. Итого: G=289,96 кН.

Временная нагрузка- снег для снегового района при коэффициентах надежности по нагрузке γf=1,4 и по назначению здания γn=0,95:

Q=1,8·1,4·51,84·0,95=124,10 кН,

в том числе длительная

Q=0,5·124,1=62,05 кН,

кратковременная

Q=0,5·124,1=62,05 кН.

Продольная сила колонны первого этажа от длительной нагрузки : N=289,96+62,05+(270,7+130,01)4=1954,85 кН. Тоже от полной нагрузки : N=1954,85+62,05+313,22\*4=3269,78кН.  
 Продольная сила колонны подвала от длительных нагрузок : N=1954,85+(270,7+130,01)=2355,56 кН, то же от полной нагрузки N=2355,56+62,05+313,22\*5= 3983,71кН.

**Определение изгибающих моментов от расчетных нагрузок**

Вычисляем опорные моменты ригеля перекрытия подвала-первого этажа рамы. Определяем максимальный момент колонн –при загружении 1+2 без перераспределения моментов. При действии длительных нагрузок М21=-(0,1\*36,23+0,062\*18,06)\*7,22=-245,83 кНм; М23=-(0,091\*36,23+0,03\*18,06)\*7,22=-199,07 кНм, при действии полной нагрузки М21=-245,83-0,062\*43,5\*7,22=-385,67 кНм; М23=-199,07-0,03\*43,5\*7,22=-266,72 кНм. Разность абсолютных значений опорных моментов в узле рамы: при длительных нагрузках – М1=245,83-199,07=46,76 кНм, при полной нагрузке – М1=385,67-266,72=118,95 кНм.

Изгибающий момент колонны подвала от длительных нагрузок М=0,4\*46,76=18,7 кНм, от полной нагрузки – М=0,4\*118,95=47,6 кНм;

Изгибающие моменты колонны, соответствующие максимальным продольным силам: от длительных нагрузок: М= (0,1-0,091)\*54,29\*7,22=25,32 кНм, колонн подвала М=0,4\*25,32=10,13 кНм, первого этажа – М=0,6\*25,32=15,19 кНм;

От полных нагрузок М=(0,1-0,091)\*97,79\*7,22=45,62 кНм, колонн подвала М=0,4\*45,62=18,25 кНм, первого этажа – М=0,6\*45,62=27,37 кНм.

**Расчет прочности средней колонны**

В данной курсовой работе рассчитывается наиболее нагруженная колонна подвального этажа. Колонну рассматриваем как центрально сжатый элемент и рассчитываем с учетом случайного эксцентриситета.

***Материалы***

Колонну выполняем из бетона класса В30:



Рабочая продольная арматура класса А–III:



1. Nmax=3983,71 кН, в том числе от длительных нагрузок Nl=2355,56 кН
2. M=18,25 кНм, в том числе от длительных нагрузок М=10,13 кНм, max M=47,6 кНм, в том числе Мi=18,7 кНм и соответствующее загружению 1+2 значение N=3983,71-443,23/2=3762,1 кН, в том числе Ni=2355,56-130,01/2=2290,56 кН.

Рабочая высота сечения h0=h-а=30-4=26 см, ширина b=30 см, эксцентриситет силы е0=4760/3762,1=1,27 см

Случайный эксцентриситет e0=h/30=30/30=1 см или e0=lcol/600=420/600=0,7 см , но не менее 1см.

Поскольку эксцентриситет силы e0=1,27 см больше случайного эксцентриситета e0=1 см, то для расчета статически неопределимой системы принимаем e0=1,27 см.

Найдем значение моментов в сечении относительно оси, проходящей через центр тяжести наименее сжатой (растянутой) арматуры. При длительной нагрузке М1l=Мl+Nl(h/2-a)=18,7+2290,56(0,30/2-0,04)=270,66 кНм;

при полной нагрузке М1=47,6+3762,1·0,11=461,43 кНм.

l0/r=420/8,67=48,44>14=>следует учитывать влияние прогиба колонны.

где r=0,289h=8,67 см-радиус ядра сечения.

Расчетная длина колонн многоэтажных зданий при жестком соединении ригелей с колоннами в сборных перекрытиях принимается равной высоте этажа l0=l=4,2 м.

Для тяжелого бетона φl=1+М1l/М1=1+270,66/461,43=1,59. Значение

δ= e0/h=1,27/30=0,042< δmin=0,5-0,01l0/h-0,01Rb=0,5-0,01·420/30-0,01·17=0,19; принимаем δ=0,19. Отношение модулей упругости ν=Es/Eb=200000/27000=7,4.

Задаемся коэффициентом армирования и вычисляем критическую силу:



Вычисляем η=1/(1-N/Ncr)=1/(1-3762,1/43248,36=1,095,

Значение e=e0η+h/2-а=1,27·1,095+30/2-4=12,39 см.

Определяем граничную высоту сжатой зоны:



где ω=0,85-0,008·0,9·17=0,73.









Определяем площадь арматуры:

As=A/s=

Принимаем 3Ø25 А-Ш с As=14,73 см2.

- перерасчёт не требуется

***Конструирование и расчёт консоли колонны***

Усилие, действующее в сечении консоли на грани колонны *Q* = 403,82кН

При ширине ригеля 30 см принимаем длину опорной площадки l=20 cм, вылет консоли с учетом зазора 5 см составит l1=25 см, при этом расстояние от грани колонны до силы Q a=l1-l/2=15 cм

=45 см,- принимаем высоту сечения консоли у грани колонны; при угле наклона сжатой грани f=45 высота консоли у свободного края h1=22,5 см, рабочая высота сечения консоли h0=45-3=42 cм и поскольку l1=25см<0.9h0, то консоль короткая.

Определим площадь сечения рабочей арматуры.



Определим требуемую площадь армирования *Аs*:



Принимаем 4∅14 А – III общей площадью *As* = 6,16 см2.

Площадь сечения отогнутой арматуры (отгибы)



принимаем 2∅14 А – III общей площадью *As* = 3,08 см2.

Консоль армируют горизонтальными хомутами ∅6 A – I, шаг хомутов принимается , при высоте *h* = 45 см принимаем шаг хомутов 10 см.

**Конструирование арматуры колонны**

Колонна армируется пространственными каркасами, образованными из плоских стальных каркасов. Диаметр поперечных стержней при диаметре продольной арматуры Ø28 в подвале и первом этаже здания равен 8 мм. Т.к. шаг арматуры должен быть менее 20·d=20·28=560 мм и менее 2b=2·300=600 мм,принимаем Ø 8 А-Ш с шагом s=300 мм по размеру стороны сечения колонны b=300 мм. Колонна членится на 3 элемента. Стык колонн выполняется на ванной сварке выпусков стержней с обетонировкой, концы колонн усиливаются поперечными сетками.



Рис.7.**5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ФУНДАМЕНТА КОЛОННЫ**

Сечение колонны 30×30см. Усилия колонны у заделки в фундаменте: 1) N=3983,71 кН, М=18,25/2=9,125 кНм, е0=М/N=0,23 см; 2) N=3762,1 кН, М=47,6/2=23,8 кНм,е0=0,63 см. В данной курсовой работе фундамент рассчитывается как центрально загруженный.

N=3983,71 кН - расчетное усилие, γn=1,15 – усредненное значение коэфф. надежности по нагрузке, нормативное усилие Nn=3983,71/1,15=3464,1 кН.

**Материалы**

Условное расчетное сопротивление грунта по заданию R0 = 0,28 МПа

Материал фундамента – бетон тяжелый класса В20, 

Арматура класса А – II, Rs = 280 МПа. Вес единицы объема фундамента и грунта на его обрезах .

**Определение размеров фундамента**

Площадь подошвы фундамента определяем предварительно без поправок R0 на ее ширину и заложение:



Размеры сторон квадратной подошвы .Принимаем а=3,6 м.Давление на грунт от расчетной нагрузки р=N/A=3983,71/3,6·3,6=307,39 кН/м2.

Рабочая высота фундамента из условия продавливания:

****

Полная высота фундамента устанавливается из условий:

* 1. продавливания Н=79+4=83 см;
  2. заделки колонны в фундаменте Н=1,5 hсоl+25=1,5·30+25=70 см;
  3. анкеровки сжатой арматуры колонны 2Ø28 А-Ш в бетоне колонны класса В20 Н=24d+25=24·2,8+25=90 см.

Принимаем окончательно фундамент высотой Н=90 см, h0=86 см-трехступенчатый. Толщина дна стакана 20+5=25 см.

Проверяем, отвечает ли рабочая высота нижней ступени фундамента

h02=30-4=26 см условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении.Q=0,5(а-hcol-2h0)p=0,5(3,6-0,3-2·0,86)307,39=242,84 кН;

Q=242840>0,6γb2Rbth02b=0,6·0,9·0,9·26·100·100=126360Н-условие прочности не удовлетворяется, значит поперечное армирование в наклонном сечении необходимо.

Расчетные изгибающие моменты:

М1=0,125р(а-hcol)2b=0,125·307,39(3,6-0,3)23,6=1506,36 кНм;

М2=0,125р(а-а1)2b=0,125·307,39(3,6-0,9)23,6=1008,39 кНм.

Площадь сечения арматуры

Аs1=М1/0,9h0Rs=150636000/0,9·86·280·100=69,5 см2

Аs2=М2/0,9h01Rs=100839000/0,9·56·280·100=71,5см2

Принимаем нестандартную сварную сетку с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой из стержней 9∅32 А-II с шагом 200мм (*AS* = 72,38cм2).



, что больше 

Рис.8.

**6. РАСЧЁТ ПРОСТЕНКА КАМЕННОЙ СТЕНЫ**

В курсовой работе требуется рассчитать наиболее загруженный простенок первого этажа. Размеры простенка в плане 1200×640 мм. Стену рассчитываем как расчлененную по высоте на однопролетные балки с расположением шарниров в плоскостях опирания перекрытий. Нагрузку от верхних этажей принимаем приложенной к центру тяжести сечения вышележащего этажа, а нагрузка в пределах данного этажа считается приложенной с фактическим эксцентриситетом.

**Сбор нагрузок на простенок**

На стену действуют постоянные (собственный вес) и временные нагрузки. Рассчитываем сечение, расположенное в уровне подоконника первого этажа.

Полная нагрузка в расчетном сечении, приложенная в центре тяжести





Рис.9.

Размеры грузовой площади для простенка 7,2×4,2м, высота стены над расчетным сечением 21,0 м, тогда



Площадь кладки 

Vкл=V-Vок=68,8-27,65=41,15 м³

Vок=4,8·1,8·0,64·5=27,65 м³

нагрузка от собственной массы кладки 

Расчетная нагрузка от веса остекления 



изгибающий момент в расчетном сечении



**Проверка прочности каменной кладки**

К простенку в расчетном сечении приложены усилия *M* и *N* и он рассчитывается как внецентренно сжатый элемент в соответствии с основными положениями СНиП.

Рис.10.

Прочность кладки при внецентренном сжатии определяется по формуле



здесь 

где м.

Принимаем кирпич марки М150 и раствор марки М200

*R* = 2,6МПа.

По таблицам СНиП находим 

Для кладки прямоугольного сечения 

Определим нагрузку, которую несет кладка с принятыми параметрами

> *N* = 2379,5 кН – условие удовлетворяется, оставляем принятые материалы.

**Проектирование узла опирания ригеля на кирпичную кладку**

В местах опирания ригеля на кирпичную стену происходит местное сжатие кладки. Расчет сечения на смятие при распределении нагрузки на части площади сечения следует производить по формуле



В соответствии с очертанием эпюры давления от местной нагрузки *ψ* = 0,5.



Площадь смятия, на которую передается нагрузка 

Расчетное сопротивление кладки на смятие 



В качестве *N* принимаем опорную реакцию ригеля (см п 4).

Проверяем условие > *N* = 234,04 кН – условие выполняется, значит, место опирания ригеля на стену усиления не требует.

**СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. Учебник для вузов.– М.:Стройиздат, 1985.– 728 с.
2. Еремин А.П., Кизимова О.В. Железобетонные и каменные конструкции. Методические указания к выполнению курсовой работы.– СГТУ, 2004.–38 с.
3. СНиП 2.03.01 – 84 Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 79с.
4. СНиП II – 22 – 81 Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 40с.
5. Маилян Р.Л. Строительные конструкции: учебное пособие /Р.Л. Маилян, Д.Р. Маилян, Ю.А. Веселев. Изд.2-е.- Ростов н/Д: Феникс, 2005.-880 с.