Федеральное агентство по образованию

ГОУВПО Кубанский государственный технологический университет

Кафедра строительных конструкций и гидротехнических сооружений

Курсовая работа

по дисциплине «Конструкции сейсмостойких зданий и сооружений»

на тему: «Ж/б каркасное 3-хэтажное здание торгового центра в г. Лабинске»

###### Краснодар 2008г.

Реферат

Данная курсовая работа дает представление об основах проектирования сейсмостойких сил железобетонных конструкций. В ходе выполнения курсовой работы, студент самостоятельно приобретает навыки определения сейсмических нагрузок на здания и сооружения с последующей оценкой сейсмостойкости, подбирать материал, компоновать сечения в целях его экономичности и рациональности.

Представленная пояснительная записка к курсовой работе на тему:

«*Ж/б каркасное 3-хэтажное здание торгового центра в г. Лабинске*» имеет в объеме 32 листов. В ней представлены расчеты сейсмостойкости конструктивного решения несущих конструкций проектируемого здания – железобетонного каркаса.

Пояснительная записка иллюстрирована необходимыми пояснениями и рисунками, а также схемами ко всем расчетам. В ней также отражены антисейсмические мероприятия.

Ил. 8. Табл.8. Библиогр. 12.

К пояснительной записке прилагается графическая часть – 1 лист

Содержание

Введение

1. Компоновка конструктивного решения здания

2. Определение сейсмичности строительной площадки и сбор нагрузок

2.1 Сбор нагрузок

3 Определение периода собственных колебаний и форм колебаний

3.1 Период собственных колебаний

3.2 Формы собственных колебаний здания

3.3 Оценка влияния продольных сил в сечении колонн на динамические характеристики каркаса

3.4 Усилия в сечениях элементов рамы от сейсмической нагрузки

4 Определение сейсмических нагрузок и усилий от них

5 Определение усилий в несущих конструкциях от эксплуатационных нагрузок

6 Проверка общей устойчивости здания и прочности отдельных конструкций с учетом сейсмических нагрузок

6.1 Подбор площади сечения арматуры средней колонны 1-го этажа

6.2 Проверка прочности сечений, наклонных к продольной оси колонн

7 Антисейсмические мероприятия

Список литературы

**Введение**

В связи с увеличением частоты природных катаклизмов, а именно землетрясений возникла проблема сейсмоустойчивости зданий и сооружений, построенных без учета сейсмических воздействий, что в случае данных природных катастроф наносит материальный ущерб. Принимая во внимание всё это в районах подверженных сейсмическим воздействиям силой 7 и более баллов, возникла необходимость возведения зданий и сооружений, способных выдерживать сейсмические воздействия.

При разработке проектов зданий и сооружений выбор конструктивных решений производят исходя из технико-экономической целесообразности их применения в конкретных условиях строительства с учетом максимального снижения материалоемкости, трудоемкости и стоимости строительства, достигаемых за счет внедрения эффективных строительных материалов и конструкций, снижения массы конструкций и т.п. Принятые конструктивные схемы должны обеспечивать необходимую прочность, устойчивость; элементы сборных конструкций должны отвечать условиям механизированного изготовления на специальных предприятиях.

При проектировании гражданских зданий необходимо стремиться к наиболее простой форме в плане и избегать перепадов высот. При проектировании часто выбирают объемно-планировочные и конструктивные решения, так как они обеспечивают максимальную унификацию и сокращение числа типоразмеров и марок конструкций.

Увеличение объема капитального строительства при одновременном расширении области применения бетона и железобетона требует всемерного облегчения конструкций и, следовательно, постоянного совершенствования методов их расчета и конструирования

**1 Компоновка конструктивного решения здания**

По рекомендациям п.1.2 [10] приняты: симметричная конструктивная схема (см. рис. 1.1) с равномерным распределением жесткостей конструкций и масс; конструкции из легкого бетона на пористых заполнителях, обеспечивающие наименьшие значения сейсмических сил; условия работы конструкций с целесообразным перераспределением усилий вследствие использования неупругих деформаций бетона и арматуры при сохранении общей устойчивости здания. Участки колонн, примыкающие к жестким узлам рамы, армируют замкнутой поперечной арматурой, устанавливаемой по расчету, но не реже, чем через 100 мм. Под колонны проектируем сплошную фундаментную плиту.

Здание проектируется каркасное.

Размеры здания:

- ширина – 36,0м;

- длина – 36,0м;

Несущим является железобетонный каркас.

Фундаменты – сплошная монолитная фундаментная плита;

Перекрытия – монолитные железобетонные плиты толщиной 100мм;

Колонны – сечение 400х400мм, высотой 3000мм;

Ригеля – главная балка: - высота 750мм;

- ширина 300 мм.

– второстепенная балка: - высота 300 мм;

- ширина 200мм.

Сетка колонн 9х9м;

Ограждающие конструкции - самонесущие кирпичные стены;

Перемычки – сборные железобетонные.

Перегородки – кирпичные.

Кровля - плоско-совмещенная с покрытием рубероидным ковром.

Лестницы – из сборных железобетонных маршей и площадок.

**2 Определение сейсмичности строительной площадки и сбор нагрузок**

Требуется рассчитать конструкции жилого здания, при его привязке к площадке строительства. Согласно СНиП II-7-81\* (Строительство в сейсмических районах) в разделе Общее сейсмическое районирование территории Российской Федерации ОСР-97” (Список населенных пунктов) по карте ОСР-97-В-5% сейсмичность района г. Лабинск составляет 8 баллов (Карта В - объекты повышенной ответственности и особо ответственные объекты. Решение о выборе карты при проектировании конкретного объекта принимается заказчиком по представлению генерального проектировщика, за исключением случаев, оговоренных в других нормативных документах).

Определение сейсмичности площадки строительства производим на основании сейсмического микрорайонирования для III категории групп по сейсмическим свойствам, грунты которых являются: пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные; глинистые грунты с показателем консистенции *IL* 0,5 при коэффициенте пористости *е* < 0,9 для глин и суглинков и *е* < 0,7 - для супесей. Сейсмичность площадки строительства при сейсмичности района 8 баллов, составляет 9 баллов. Согласно выше перечисленному значения коэффициента динамичности βi в зависимости от расчетного периода собственных колебаний Тi здания или сооружения по i-му тону при определении сейсмических нагрузок следует принимать по формулам (1).



Для грунтов III категорий по сейсмическим свойствам

при Тi ≤ 0,1 с βi = 1 + 1,5Тi

при 0,1 с < Тi < 0,8 с βi = 2,5 (1)

при Тi ≥ 0,8 с βi = 2,5 (0,8/ Тi)0,5

Во всех случаях значения βi должны приниматься не менее 0,8.

**2.1 Сбор нагрузок**

Сбор нагрузок производим на 1 м2 покрытия здания и перекрытия.

Конструктивное решение пола принимаем одинаковым для всех этажей.

Сбор нагрузок производим в табличной форме и представлен в таблице 2.1;2.2

***Таблица 2.1 Нагрузка на 1м2 покрытия***

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **Вид нагрузки** | **Нормативная нагрузка, Н/м2** | **Коэффициент надёжности по нагрузке** | **Расчётная нагрузка, Н/м2** |
| **Постоянная:** |  |  |  |
| Собственный вес плиты δ=100мм  (ρ=2500кг/м3) | 2500 | 1,1 | 2750 |
| Пароизоляция 1 слой пергамина | 0,05 | 1,3 | 0,065 |
| Утеплитель- керамзитобетон δ=80мм (ρ=800кг/м3) | 640 | 1,3 | 832 |
| Цементно-песчаная стяжка δ=20мм | 360 | 1,3 | 390 |
| 4 слоя рубероида на мастике | 0,2 | 1,3 | 0,26 |
| слой гравия δ=10мм | 0,2 | 1,3 | 0,26 |
| **Итого** | **3500** |  | **3973** |
| **Временная** |  |  |  |

***Таблица 2.2 Нагрузка на 1м2 перекрытия***

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **Вид нагрузки** | **Нормативная нагрузка, Н/м2** | **Коэффициент надёжности по нагрузке** | **Расчётная нагрузка, Н/м2** |
| **Постоянная нагрузка:** |  |  |  |
| Собственный вес плиты δ=100мм  (ρ=2500кг/м3) | 2500 | 1,1 | 2750 |
| Собственный вес Цементно-песчаного раствора δ=20мм (ρ=1800кг/м3) | 360 | 1,3 | 390 |
| Собственный вес  керамических плиток, δ=15мм (ρ=1800кг/м3) | 270 | 1,1 | 297 |
| **Итого** | **3130** |  | **3437** |
| **Временная нагрузка:** | 4000 | 1,2 | 4800 |
| Кратковременная (30%)  Длительная (70%) | 1200  2800 | 1,2  1,2 | 1440  3360 |
| **Полная нагрузка:**  Постоянная и длительная  Кратковременная | 7130  5930  1200 |  | 8237  6797  1440 |

**3.Определение периода собственных колебаний и форм колебаний**

3.1 Для определения периода собственных колебаний и форм колебаний необходимо вычислить динамические характеристики пятиэтажной рамы поперечника здания

Принимаем колонны сечением 400х400мм, тогда



Ригель принимаем с размерами:

b=300мм; h=750мм;

тогда



Расчетная длина ригеля- 9200 мм; колонн - 3500 мм;

Для конструкций зданий в данном районе применён легкий бетон класса В25 с использованием мелкого плотного заполнителя, плотность бетона 1600кг/м3 и начальном модуле упругости Еb=16500МПа.

Погонная жесткость элементов рамы будет:

для ригеля - (3.1)



для колонн -



***Рисунок 3.1- К расчету на сейсмические нагрузки***

Сила, которая характеризует сдвиговую жесткость многоэтажной рамы:

, (3.2)



где Si – сумма погонных жесткостей стоек этажа;

ri – сумма погонных жесткостей ригелей этажей;

l – высота этажа.

Суммарная погонная жесткость:

двух ригелей:



трёх колонн:



тогда



Расчетная высота здания, по формуле:

(3.3), где



Н0=10,5– расстояние от обреза фундамента до ригеля верхнего этажа (плиты покрытия);

n=3 – число этажей; подставив эти значения в формулу получим:



Определим ярусную нагрузку на уровне междуэтажного перекрытия типового этажа.

от веса перекрытия (подсчет сосредоточенных нагрузок на уровне междуэтажных перекрытий с учетом коэффициентов сочетаний:0,9;0,8 и 0,5):

где 36 м – ширина здания;



9 м – шаг колонн;

от веса колонн длиной, равной высоте этажа:

;



от веса участков стен:

;



Итого G1…G3= 486,39кН ;

Перегородки в расчете не учтены.

Ярусная масса определяется по формуле:



m1…m3 = 585,31/9,8= 49,63 кН∙с2∙м ;

Принимая приближенно ярусную массу покрытия m4≈m3 = 49,63 кН∙с2∙м , находим периоды трёх тонов свободных горизонтальных колебаний рамной системы и коэффициенты динамичности и вносим их в таблицу 3.1.

(3.5)



где i- 1,2,3 типа свободных колебаний;

К= 55300,05 кН;

Н=12,6 м;

l=3,5 м;

βi= 1,5/Тi – для грунтов III категории (3.6);



***Таблица 3.1- К определению коэффициентов динамичности***

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| **Тип колебаний** | **Периоды колебаний по формуле** | **Коэффициент динамичности** | |
| **По формуле** | **Принят** |
| 1 | =1,01>0,8 |  |  |
| 2 |  |  |  |
| 3 |  |  |  |

Определим ярусную нагрузку на уровне покрытия для участка длины здания, равному продольному шагу колонн 6 м:

- от веса совмещенной кровли: 3973∙36∙9∙0,9 = 1158,5кН;

- от веса снегового покрова: 0,5∙0,95∙9∙36∙1,1 = 169,29кН;

- от веса колонн: 25,25/2 = 12,63 кН;

- от веса участков стен: 247,42/2 = 123,71 кН.

G5=1158,5+169,29+12,63+123,71 = 1464,13 кН

***3.2 Формы собственных колебаний здания***

Величина - смещение точек динамической системы отвечает уравнению собственных (свободных) колебаний. В практических расчетах уравнение аппроксимируют в виде тригонометрических полиномов. Для определения коэффициента формы колебаний в формулу (2.3) подставляют не абсолютные смещения точек, а лишь их отношения. Например, формы трех тонов свободных колебаний многоэтажных зданий: , (2.4)



где - безразмерная координата точки j.



Относительные координаты форм свободных колебаний даны в табл. 2.1 для трех ортонормированных функций.



***Рис. 3.3- К динамическому расчету 4-этажного здания***:

а – условная схема здания; б – расчетная схема при определении периодов и форм свободных колебаний горизонтальных колебаний; в – три ортонормированные функции, аппроксимирующие формы свободных колебаний.

***3.3 Оценка влияния продольных сил в сечении колонн на динамические характеристики каркаса***

Изгибная жесткость рамы:

Во =EbAL2/2=16500∙0,4 ∙0,4∙152/2 =2970∙105 кН∙м2, (3.8)

где L= 15 м- расстояние между осями крайних колонн.

Характеристика жесткости рамы при учете влияния продольных сил в сечении колонн, по формуле . (3.9)



Следовательно, учитывать влияние продольных сил в сечении колонн на динамические характеристики рамного каркаса не требуется.

***3.4 Усилия в сечениях элементов рамы от сейсмической нагрузки***

Так как расчетные сейсмические нагрузки по п. 2.3 [10] принимаются, действующими в горизонтальном направлении, вертикальная составляющая сейсмических сил не учитывается. Так же не учитывают по п. 2.4 [10] вертикальную сейсмическую нагрузку для рам пролетом менее 24 м. Расчетные значения поперечных сил и изгибающих моментов в сечениях элементов рамы по п. 2.10 [10] следует определить по формулам:

и ;



в которых *Q*i и *Mi —* усилия в рассматриваемом сечении, вызываемые сейсмическими нагрузками, соответствующими форме колебаний *i*.

В приближенном расчете многоэтажных рам на горизонтальные нагрузки учитывают уменьшение жесткости крайних колонн, так как они имеют меньшую степень защемления в узлах, чем средние колонны.

Погонные жесткости элементов рамы 1-го этажа:

ригеля



где



колонны 2-го этажа



где



колонны 1-го этажа



Табличный коэффициент



При отношении погонных жесткостей ригелей и колонн



согласно табл. XV.1 [1], общая жесткость колонн рамы (принимая за единицу жесткость средней колонны):

на 1-ом этаже ∑i = 1+2∙0,9 = 2,8; на других этажах ∑i = 1+2∙(0,54+0,54)-2 = 1,16;

Поперечные силы в сечениях средних колонн рамы:

на 1-м этаже 2,8=(242,44+39,30+68,58)/2,8=125,11;



со 2-го по 5-й этаж 1,16= (86,59+14,04+24,49)/1,16=107,86;



Изгибающие моменты в сечениях средних колонн:

на 1-м этаже в сечении под ригелем рамы М1=2∙Q1l/3;

в сечении по с 2-го по 4-й этаж Мk=Q1l/2; где l- расчетная длина колонн, равная высоте этажа.

Поперечные силы (кН) и изгибающие моменты (кН∙м) в сечениях средних колонн рамы подсчитаны в таблице 4.1 для трёх форм колебаний.

**4 Определение сейсмических нагрузок и усилий от них**

Коэффициенты форм колебаний *ηik* для трех тонов подсчитаны в табл. 3.2 с использованием относительных координат форм свободных колебаний, приведенных в табл. 4.1. по формуле:

; (4.1)



где- смещение точек здания при собственных колебаниях по -му тону в рассматриваемой точке k и во всех точках j расположения ярусных нагрузок .Расчетную сейсмическую нагрузку в выбранном направлении действия, приложенную к точке k и соответствующую -му тону свободных, т.е. собственных колебаний здания, определяют по формуле п. 2.5[10]: , (4.2)



***Таблица 4.1***

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Этажи |  | кН |  |  | кН | кН |  |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 1 | 0,241 | 1125,09 | 0,3698 | 0,1368 | 416,10 | 153,89 | 0,463 |
| 2 | 0,483 | 1125,09 | 0,6872 | 0,4723 | 773,20 | 531,36 | 0,860 |
| 3 | 0,724 | 1125,09 | 0,9072 | 0,8230 | 1020,65 | 925,90 | 1,135 |
| 4 | 1,000 | 772,45 | 1,0000 | 1,0000 | 772,45 | 772,45 | 1,251 |
|  |  |  |  | Итого | 2982,39 | 2383,60 |  |
| 1 | 0,241 | 1125,09 | 0,9072 | 0,8230 | 1020,65 | 925,90 | 0,302 |
| 2 | 0,483 | 1125,09 | 0,7634 | 0,5828 | 858,91 | 655,70 | 0,254 |
| 3 | 0,724 | 1125,09 | -0,2647 | 0,0701 | -297,84 | 78,85 | -0,088 |
| 4 | 1,000 | 772,45 | -1,0000 | 1,0000 | -772,45 | 772,45 | -0,333 |
|  |  |  |  | Итого | 809,27 | 2432,89 |  |
| 1 | 0,241 | 1125,09 | 0,2361 | 0,0557 | 265,65 | 62,72 | 0,111 |
| 2 | 0,483 | 1125,09 | -0,7761 | 0,6023 | -873,16 | 677,64 | -0,364 |
| 3 | 0,724 | 1125,09 | 0,7434 | 0,5526 | 836,35 | 621,71 | 0,349 |
| 4 | 1,000 | 772,45 | 1,0000 | 1,0000 | 772,44 | 772,44 | 0,469 |
|  |  |  |  | Итого | 1001,28 | 2134,52 |  |

где - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и принимаемый по табл. 3 [10],  - для зданий и сооружений, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации и повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования, возводимые с железобетонным каркасом с диафрагмами или связями; - коэффициент, учитывающий характеристики конструкций и принимаемый по табл. 6 [10], для каркасных зданий, стеновое заполнение которых не оказывает влияния на их деформативность; - коэффициент, учитывающий расчетную сейсмичность площадки строительства и определяемый по п. 2.5 [10], при сейсмичности 9 баллов; - коэффициент динамичности, определяемый по п. 2.6\* [10]; - коэффициент, зависящий от формы деформации здания при свободных колебаниях по -му тону и от места расположения нагрузки k и определяемый по п.2.7 [10]: , (2.3)



где- смещение точек здания при собственных колебаниях по -му тону в рассматриваемой точке k и во всех точках j расположения ярусных нагрузок .



***Таблица 4.2***

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Э  т  а  ж  и | |  | | | ,  кН | | Первая форма колебаний с | | | | | Вторая форма колебаний с | | | | | Третья форма колебаний с | | | | |
|  | |  | | |  | |  | | |  | |  | | |
| 1 | | 2 | | | 3 | | 4 | | 5 | | | 6 | | 7 | | | 8 | | 9 | | |
| 4 | | 1,000 | | | 772,45 | | 1,251 | | 62,793 | | | -0,333 | | -37,51371 | | | 0,469 | | 52,90263 | | |
| 3 | | 0,724 | | | 1125,09 | | 1,135 | | 82,97 | | | -0,088 | | -14,46462 | | | 0,349 | | 57,27951 | | |
| 2 | | 0,483 | | | 1125,09 | | 0,860 | | 62,854 | | | 0,254 | | 41,712734 | | | -0,364 | | -59,8004 | | |
| 1 | | 0,241 | | | 1125,09 | | 0,463 | | 33,825 | | | 0,302 | | 49,567386 | | | 0,111 | | 18,19347 | | |
| Этаж k | | | | Первая форма колебаний | | | | | | | Вторая ф࠾рма к࠾࠻еба࠽ий | | | | | | Третья форма колебаний | | | | | | |
| S1k | ∑S1k | | Qk | | Мk | | S2k | ∑S2k | | Qk | | Мk | S3k | | ∑S3k | | Qk | Мk | |
| 1 | | | | 2 | 3 | | 4 | | 5 | | 6 | 7 | | 8 | | 9 | 10 | | 11 | | 12 | 13 | |
| 4 | | 62,79 | | | 62,79 | | 54,13 | | 94,73 | | -37,51 | -37,51 | | -32,34 | | -56,59 | 52,90 | | 52,90 | | 45,61 | 79,81 | |
| 3 | | 82,97 | | | 145,76 | | 125,66 | | 219,90 | | -14,46 | -51,98 | | -44,81 | | -78,42 | 57,28 | | 110,18 | | 94,98 | 166,22 | |
| 2 | | 62,85 | | | 208,62 | | 179,84 | | 314,72 | | 41,71 | -10,27 | | -8,85 | | -15,49 | -59,80 | | 50,38 | | 43,43 | 76,01 | |
| 1 | | 33,83 | | | 242,44 | | 86,59 | | 101,02 | | 49,57 | 39,30 | | 14,04 | | 16,38 | 18,19 | | 68,58 | | 24,49 | 28,57 | |
|  | |  | | |  | | M= | | 202,04 | |  |  | | M= | | 32,75 |  | |  | | M= | 160,01 | |

Находим значение сейсмических сил по формуле:

(4.3)



***4.1 – К расчету поперечной рамы на горизонтальную нагрузку***

Ярусные поперечные силы:

4-й этаж



3-й этаж



2-й этаж



1-й этаж



Изгибающие моменты в стойках:

4-й этаж



3-й этаж



2-й этаж



1-й этаж



Изгибающие моменты в ригелях:



**5 Определение усилий в несущих конструкциях от эксплуатационных нагрузок**

Эксплуатационная нагрузка:



Расчетная нагрузка на 1 м/п:



по приложению 8.2.17 [4], при n=1,46



От нагрузки на всю раму -Рэкв=Рэкспл∙ℓпл



Ма=Мс= 0,0147;

Мв1=Мв2= 0,1176;

Множитель = -Рэкв∙ℓ2

Таблица 5.1 – К определению моментов и поперечных сил

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| ССхема загружения | Ма  кН∙м | Мв1  кН∙м | Мв2  кН∙м | Мс  кН∙м | МА  кН∙м | МВ  кН∙м | Q12  кН | Q21  кН | Q23  кН |
| 58,71 кН/м  7,5 м 7,5 м | 0,0147 | 0,1176 | 0,1176 | 0,0147 | 91,68 | 91,68 | 1579,84 | 1722,56 | 1722,56 |
| -48,55 | -388,37 | -388,37 | -48,55 |



**6 Проверка общей устойчивости здания и прочности отдельных конструкций с учетом сейсмических нагрузок**



Для проверки принимаем среднюю колонну.

Так как изгибающие моменты в верхнем сечении средней колонны равны 0, то значение суммарного момента от сейсмической горизонтальной нагрузки и от вертикальной нагрузки будет равен только значению момента от сейсмической нагрузки:

234,04+0=234,04кНм



То же и с поперечными силами:

58,71+0=58,71кН



Продольная сила в сечении колонны 1-го этажа (кН) при особом сочетании нагрузок:

от веса совмещенной кровли: 3,97∙6∙7,5∙0,9=160,78 кН;

от веса снегового покрова: 1∙0,95∙7,5∙6=42,75 кН;

от веса перекрытия: 6,74∙7,5∙6∙0,9∙3=818,91 кН;

от веса колонны: 0,9∙0,95∙0,4∙0,4∙1,1∙16∙3,5=7,22 кН;

Итого: N1=1164,53 кН.

В том числе длительно действующая нагрузка N1*l*=232,91 кН.

**6.1 Подбор площади сечения арматуры средней колонны 1-го этажа**

Бетон: класса В25 с14,5 МПа; 1,05 МПа; 16500 МПа



Арматура: класса А-III с 365 МПа; МПа;



Сечение колонны 400х400 мм с 3,5 м и мм4



Усилия М=234,04 кН; Q=90,35 кН; N1=1164,53 кН; N1*l*=232,91 кН.

Эксцентриситет продольной силы:



Относительный эксцентриситет: мм.



должен быть не менее (6.1)



Также учитываем особые коэффициенты условий работы при расчете на прочность нормальных сечений элементов из тяжелого бетона с арматурой класса АIII



Коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки:

(6.2)



учитывая, что , получаем формулу



Выражение для критической силы имеет вид:

(6.3)



где (6.4)



(6.5)



задаемся



К расчету примем



Коэффициент, учитывающий влияние прогиба на значение эксцентриситета продольной силы:

(6.6)



Расстояние от направления действия или до тяжести сечения сжатой арматуры:



При условии, что Аs=As’, высота сжатой зоны

(6.7)



Относительная высота сжатой зоны .



Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

(6.8)



где



учитывая, коэффициент 0,85 .



В случае .



(6.9)



Площадь арматуры назначаем не конструктивно.



Принимаем 3Ø36 АIII c As=30,52 см2.



**6.2 Проверка прочности сечений, наклонных к продольной оси колонн**

При поперечной силе и при продольной силе и при особом коэффициенте условия работы для многоэтажных зданий.



Коэффициент, учитывающий благоприятное влияние продольной сжимающей силы на прочность наклонного сечения: (6.10)



, следовательно, в расчете учитывается только .



При для тяжелого бетона находим:



(6.11)



При поперечная арматура не требуется по расчету. Принимаем из условий свариваемости Ø8 АIII с шагом 100мм и 200мм.



Находим (6.12)



где



Тогда при



(213,35-183,71)=29,64 *кН*<110,224 *кН* и конструктивно заданном максимально допустимом шаге поперечных стержней S, площадь сечения хомутов находят по формуле:



Принимаем для Ø36АIII поперечную арматуру из условий свариваемости Ø8AIII



Тогда



Было принято Ø8AIII, и так как в сечении 4 стержня Ø8AIII, то



***Рисунок 6.1-Сечение колонны***

Проверка общей устойчивости здания



- устойчивость обеспечивается,



где *п-* количество этажей.

Определим прогиб здания



Находим эквивалентную силу Р:

=>



- для каркасных ж/б зданий с ограждающими конструкциями из кирпича, опирающимися поэтажно.



**7 Антисейсмические мероприятия**

Лестничные клетки в торцах здания воспринимают горизонтальную сейсмическую нагрузку, а так же диафрагма жесткости по середине здания толщиной 160мм, железобетонная, жестко связанная с колоннами (см. чертеж).

Жесткие узлы железобетонного каркаса здания усилены применением сварных сеток и замкнутых хомутов. На стыке колонн, применяющиеся к жестким узлам рамы на расстоянии, равном полуторной высоты сечения колонн, армируются поперечной арматурой (хомутами) с шагом не более 100 мм, а для рамных систем с несущими диафрагмами - не реже чем через 200мм.

Жесткость здания в поперечном направлении обеспечивается рамами (колонны и монолитная плита), лестничными клетками в торцах здания и диафрагмой жесткости в середине здания.

В продольном направлении жесткость обеспечивается продольными рамами (колонны и монолитная плита).

В соответствии с рекомендациями СНиП диафрагма жесткости и лестничные клетки расположены симметрично относительно центра здания.

В качестве ограждающих стеновых конструкций применяются легки стеновые панели из керамзитобетона δ=350мм.

Наружные стеновые панели и внутренние перегородки не должны препятствовать деформации каркаса. Между поверхностями стен и колонн каркаса должен предусматриваться зазор не менее 20 мм. По всей длине стены в уровне плит покрытия должен устраиваться антисейсмические пояса, соединяющиеся с каркасом здания.

В местах пересечения торцовых и поперечных стен с продольными стенами должны устраиваться антисейсмические швы на всю высоту стен.

Расстояние между хомутами стеновых элементов (колонн) в местах стыкования рабочей арматуры внахлестку.

Кладка самонесущих стен в каркасных зданиях должна быть I или II категории, иметь гибкие связи с каркасом, не препятствующие горизонтальным смещениям каркаса вдоль стен.

Между поверхностями стен и колонн каркаса должен предусматриваться зазор не менее 20 мм. По всей длине стены в уровне плит покрытия и верха оконных проемов должны устраиваться антисейсмические пояса, соединенные с каркасом здания.

В местах пересечения торцовых и поперечных стен с продольными стенами должны устраиваться антисейсмические швы на всю высоту стен.

Лестничные и лифтовые шахты каркасных зданий следует устраивать как встроенные конструкции с поэтажной разрезкой, не влияющие на жесткость каркаса, или как жесткое ядро, воспринимающее сейсмическую нагрузку.

Для каркасных зданий высотой до 5 этажей при расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов допускается устраивать лестничные клетки и лифтовые шахты в пределах плана здания в виде конструкций, отделенных от каркаса здания. Устройство лестничных клеток в виде отдельно стоящих сооружений не допускается

В уровне перекрытий и покрытий должны устраиваться антисейсмические пояса по всем продольным и поперечным стенам, выполняемые из монолитного железобетона или сборными с замоноличиванием стыков и непрерывным армированием. Антисейсмические пояса верхнего этажа должны быть связаны с кладкой вертикальными выпусками арматуры.

В зданиях с монолитными железобетонными перекрытиями, заделанными по контуру в стены, антисейсмические пояса в уровне этих перекрытий допускается не устраивать.

Антисейсмический пояс (с опорным участком перекрытия) должен устраиваться, как правило, на всю ширину стены; в наружных стенах толщиной 500 мм и более ширина пояса может быть меньше на 100-150 мм.

Высота пояса должна быть не менее 150 мм, марка бетона1 - не ниже 150.

Антисейсмические пояса должны иметь продольную арматуру 4*d*10 при расчетной сейсмичности 7-8 баллов и не менее 4 *d*12 - при 9 баллах.

В сопряжениях стен в кладку должны укладываться арматурные сетки сечением продольной арматуры общей площадью не менее 1 см2, длиной 1,5 м через 700 мм по высоте при расчетной сейсмичности 7-8 баллов и через 500 мм - при 9 баллах.

Участки стен и столбы над чердачным перекрытием, имеющие высоту более 400 мм, должны быть армированы или усилены монолитными железобетонными включениями, заанкеренными в антисейсмический пояс.

1 В СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций марка бетона заменена на класс.



Рисунок 7.1 - Стык колонн с монолитным перекрытием

Список литературы

1. Бойков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс, М., 1985.
2. СНКК 22-301-2000. “Строительство в сейсмических районах Краснодарского края”
3. СНКК 20-303-2002. “Нагрузки и воздействия. Ветровая и снеговая нагрузки. Краснодарский край”
4. СНиП 31-01-2003. “Здания жилые многоквартирные” Госстрой М., 1985.
5. СНиП 2.01.07-85\*. “Нагрузки и воздействия” Госстрой М., 1985.
6. СНКК 23-302-2000. Энергетическая эффективность жилых и общественных зданий. Нормативы по теплозащите зданий. Краснодарский край
7. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1985.
8. СНиП 2.02.01-83\*. Основания зданий и сооружений. М., 1982.
9. СНиП II-3-79\*. Строительная теплотехника
10. СНиП II-7-81\*. Строительство в сейсмических районах. М., 2000.
11. Бондаренко В.М., Судницын А.И. Расчет строительных конструкций. Железобетонные и каменные конструкции. М., 1984.
12. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции. М., 1987.