***1.2.1. Проектирование центрально нагруженной железобетонной колонны.***

***1.2.1.1. Исходные данные.***

Бетон В25 арматура кл. АIII 

Сечение колонны 400x400мм.

***1.2.1.2. Определение нагрузок и усилий.***

Проектируем колонну первого этажа. Колонна воспринимает нагрузки от собственного веса включая вес колонн вышележащих этажей, нагрузки от веса перекрытия по всем этажам и конструкций покрытия, включая приложенную к ним полезную нагрузку. Собственный вес колонн определяем по формуле:



Для обеспечения жесткой заделке колонн в фундаменте принимаем глубину заделки равной 



Суммарная высота колонн в приделах здания.



Находим нагрузку от веса покрытия и приложенные к нему полезной нагрузки, а так же от перекрытия по всем этажам, собираем с грузовой площади равным произведению шага колонн в продольном и поперечном направлении.



Нагрузка от веса перекрытия по всем этажам составит:















Нагружение чердака:



Нагрузка от веса покрытия:



Полная временная нагрузка на перекрытия:



Снеговая нагрузка на перекрытия:



Тогда полная нагрузка на колонну составит:



***1.2.1.3. Расчет прочности колонны.***

Расчетная длина колонны первого этажа принимается равной 

Проверяем соотношение .

При выполнении этого соотношения колонну рассчитываем, как нагруженную внешней нагрузкой, приложенной со случайным эксцентриситетом.

, где:

-площадь поперечного сечения колонны.

-коэффициент устанавливаем в зависимости от соотношения , предполагаем симметричное армирования сечения , тогда требуемая площадь арматуры у грани колонны определяется по формуле:



Принимаем с каждой стороны колонны по 2 стержня 18, А-III, .

Проверяем принятое армирование по конструктивным требованиям. Оптимальный коэффициент армирования для колонн составляет , тогда минимальное требование количества арматуры, определяем из условия:



Окончательно принимаем с каждой стороны 2 стержня , As=9,82 см2

***1.2.2. Проектирование монолитного безбалочного перекрытия..***

***1.2.2.1. Исходные данные.***

Монолитные безбалочные перекрытия широко применяют для перекрытия жилых помещений, офисных помещений, магазинов, где предпочтитель­ны гладкие потолки.

Монолитное безбалочное перекрытие состоит из железобетонной плиты и колонн.

Необходимо произвести проектирование монолитного железобетонного безбалочного перекрытия жилого дома. По степени ответственности здание относится ко второму классу (нормальной ответственности) – ***γn*** = 0,95.

К трещиностойкости плиты монолитного железобетонного безбалочного перекрытия предъявляются требования третьей категории трещиностойкости.

Расчетные характеристики материалов:

* для тяжелого бетона класса В 20 (при ***γb2***= 0,9): ***Rb*** = 11,5 МПа; ***Rbt*** = 0,9 МПа; ***Rb,ser*** = 15 МПа; ***Rbt,ser*** = 1,4 МПа; ***Eb*** = 24000 МПа;
* для арматуры класса А-III: ***Rs***=355 МПа; ***Es*** = 200000 МПа.

***1.2.2.2. Конструктивное решение.***

Безбалочное перекрытие для жилых помещений и офисов проектируют под типовую временную нормативную нагрузку 1,5 кН/м2.

При­нимаем прямоугольную сетку колонн с отношением большего про­лета к меньшему не более 4/3. Перекрытия с отноше­нием большего про­лета к меньшему равным 1,0 (квадратная сетка колонн) оказываются наиболее экономичными.

Принимаем основной шаг колонн 6×6 м. Из растянутой зоны межколонных полей плиты безбалочного перекрытия бетон целесообразно удалять. В результате получаются облегченные безбалочные пере­крытия при существенной экономии бетона и арматуры. Сохраняя одинаковую толщину плиты, можно также произвести местное удаление бетона с заменой его легкими пустоте­лыми стеклянными, бетонными или ке­рамическими блоками (вкладышами) с укладкой арматуры в ребра между ними.

Безбалочные монолитные перекрытия по сравнению с монолитными балоч­ными имеют следующие преимущества:

* меньшую строительную высоту;
* мень­шую сложность выполнения работ;
* от­сутствие выступающих ребер на потолке, что удешевляет отделочные работы и улучшает санитарные условия эксплуата­ции.

При временных нагрузках на перекры­тие 2,0 кН/м2 и более безбалочные перекрытия экономичнее балочных.

Толщину монолитной безбалочной плиты ***hpl*** принимаем из условия не­обходимой ее жесткости для тяжелых и легких бетонов:

***hpl*** *=* (1/30…1/40) ***lmax*** ,

где ***lmax*** - размер большего пролета плиты.

Принимаем толщину плиты ***hpl*** *=* 150 мм.

Плиту монолитного железобетонного безбалочного перекрытия рассчитываем как опирающуюся по одной-трём сторонам на стены или опиирающуюся в центре на колонну.

Плиту монолитного железобетонного безбалочного перекрытия условно разбиваем на участки и выполняем расчет для наиболее нагруженных сечений плиты.

Толщину плиты проверяем из условия недопущения продавливания ее капителью и грузом, сосредоточенным на небольшой площади.

Перекрытие армируется сварными каркасами и сетками.

Материал конструкций – бетон класса В20.

В качествеарматуры применяются сталь горячекатаная периодического профиля класса A-III и холоднотянутая обыкновенная арматурная проволока периодического профиля класса B-I.

Принятая расстановка колонн, разбивка балочной клетки и ориентировочно назначенные ширины балок изображены на рис.1.1.

***1.2.2.3. Методика расчета плиты.***

Монолитные безбалочные перекрытия рассчитывают на полосовую нагрузку и сплошную нагрузку по методу предельного рав­новесия. В стадии разрушения плиту рассматривают как систему звеньев, соединенных между собой линейными пластическими шарнирами. Экспериментально установлено, что для плиты наиболее опасными временными нагрузками являются полосовая - через пролет и сплошная - по всей площади плиты.

Под полосовой нагрузкой одного ряда панелей пролетом ***lmax*** в предельном равновесии образуются три параллельных линейных пластических шарнира. В пролете линейный шарнир образуется по оси загруженной панели, а опорные линейные шарниры отстоят от осей ближайших к ним колонн на расстоянии ***с1*** зависящем от формы и размеров капителей. Пролетный и опорные пластические шарниры разделяют панели на два жестких звена.

Расчет на полосовую временную на­грузку производят, исходя из условия равновесия моментов всех сил, при­ложенных к жесткому звену пролетом (***lmax*** - ***с2***) и шириной ***lmax*** относительно оси, проходя­щей через центр тяжести сечения в месте опорного линейного пластического шарни­ра и расположенной в его плоскости.

Крайние панели дополнительно рас­считывают на излом по схемам в зави­симости от способа опирания.

При сплошной нагрузке в пролетах средних плит образуются пластические шарниры, параллельные рядам колонн, разделяющие плиту на четыре жестких звена. Над каждой капителью образуются четыре опорных линейных пластических шарнира, оси которых обычно располагаются под углом 45° к рядам колонн. В пролетных пластических шарнирах трещины раскры­ваются внизу, а в опорных - вверху плиты.

***1.2.2.4. Сбор нагрузок на плиту.***

Величины нагрузок на плиту монолитного железобетонного безбалочного перекрытия представлены в таблице.

Таблица 1. Сбор нагрузок на перекрытие.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка, кПа | Расчетная  нагрузка  при ***γf*** = 1 | ***γf*** | Расчетная нагрузка, кПа |
| Постоянная |  |  |  |  |
| - вес конструкций  перекрытия | 3,300 | 3,135 | 1,1 | 3,440 |
| - вес конструкций пола и перегородок | 0,690 | 0,660 | 1,2 | 0,780 |
| Временная | 2,000 | 1,900 | 1,2 | 2,280 |
| - в том числе  длительная | 0,700 | 0,660 | 1,2 | 0,780 |
| Полная | 5,990 | 5,790 | - | 6,500 |

***1.2.2.5. Статический расчет плиты.***

Расчет выполняют, исходя из условия равновесия моментов всех сил, при­ложенных к жесткому звену - относительно оси, проходя­щей через центр тяжести сечения в месте опорного линейного пластического шар­нира и расположенной в его плос­кости. При этом предельная нагрузка на четверть панели со­ставляет:

***qmax*** = ¼(***g*** + ***v***)***l1l2*** .

Центр тяжести нагрузки удален от опорного пласти­ческого шарнира, повернутого под углом 45° к осям панели на расстояние:

 .

Момент внешней нагрузки относитель­но опорного шарнира:

***М1***  = ***qmax с3*** .

Опорный пластический шарнир откалывает от четверти панели треуголь­ник под углом 45о, остающийся неподвижным вмес­те с колонной, поэтому к полученному моменту необходимо прибавить допол­нительный момент от нагрузки, действующей на угловой треугольник:

 .

Тогда суммарный момент внешних сил: ***М*** = ***М1*** + ***М2*** < ***Мu*** .

Момент внутренних сил, действующих в пластических шарнирах по контуру рассматриваемого жесткого пятиуголь­ного звена относительно опор­ного пластического шарнира, равен:

 .

Расчетную формулу прочности проме­жуточных панелей на сплошную нагрузку записывают, исходя из условия равно­весия, что сумма моментов внутренних и внешних сил равна нулю.

Без существенных погрешностей работу плиты перекрытия и колонн каркаса здания в продольном и поперечном направлениях учитываем независимо друг от друга.

В качестве упрощения расчета нагрузку принимаем равномерно распределенную по всем пролетам. Расчетные пролеты вычисляем (в запас прочности) без учета ширины площадок опирания плит на стены и колонны каркаса здания.

*Наибольшая величина расчетного пролета на участке плиты lmax = 6 м.*

## Значения опорных и пролетных изгибающих моментов в наиболее нагруженных сечениях плиты при упругой работе конструкции перекрытия определены по выше изложенным формулам.

Величина изгибающих моментов после перераспределения усилий в неразрезной конструкции плиты перекрытия определены с учетом коэффициента снижения изгибающих моментов:

 .

Расчет плит производим с учетом пластических деформаций. Основное уравнение для расчета плит определяется по принятому способу армиро­вания.

Для определения моментов в плите используют кинематический метод предельного равновесия:

 .

Задачу сводим к одному неизвестному, используя соответствия между расчетными моментами, так как , следовательно:

 ;  ;  ;

 ;

; ; ;

.

Результаты расчетов усилий в монолитной железобетонной плите перекрытия приведены в таблице.

Таблица 2. Усилия в сечениях плиты перекрытия.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Расчетная  схема | Вид расчета | Изгибающие моменты , кНм | | |
| надопорный | пролетный  (в пролете ***lmax***) | Пролетный  (в пролете ***lmin***) |
| Опирание в центре плиты | По упругой стадии | - 22,01 | + 18,63 | - 4,74 |
| С учетом перераспределения | - 15,42 | + 10,92 | - 3,04 |
| Опирание по одной-трем сторонам  на стены | По упругой стадии | - 24,19 | + 18,47 | + 16,64 |
| С учетом перераспределения | - 16,88 | + 10,05 | + 8,85 |

Величина изгибающих моментов после перераспределения усилий в неразрезной конструкции плиты перекрытия определены с учетом коэффициента снижения изгибающих моментов:

 .

***1.2.2.6. Конструктивный расчет плиты.***

Способ армирования плит зависит в значительной степени от технологии изготовления сеток. При наличии сварочных скоб или машин, позволяющих сваривать сетки большой ширины, возможно армирование плиты одной сет­кой с рабочей арматурой в обоих направлениях.

При отсутствии указанного оборудования плиты армируются узкими сет­ками с рабочими стержнями в обоих направлениях (при этом сетки сты­куются рабочим стыком) либо с рабочими стержнями в одном продольном направлении (в этом случае сетки укладываются в два слоя). Принимается неравномерное распределение арматуры по ширине плиты.

В средней части плиты арматура должна укладываться таким образом, чтобы в крайних полосах (шириной 0,25 величины пролета) сечение ее на 1 м плиты со­ставляло 50% от сечения арматуры того же направления в средней полосе.

Рассмотрим вариант армирования плит узкими сетками, располагаю­щимися в два ряда, с продольной рабочей арматурой.

Определяем необходимое количество арматуры в расчетных сечениях монолитной железобетонной плиты перекрытия.

Рабочая высота сечений плиты перекрытия (при толщине 150 мм):

***h0*** = 150 – 20 = 130 мм.

Вычисляем граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона плиты перекрытия при:

***ω*** = 0,85 - 0,008 ***Rв***= 0,85 - 0,008 ⋅ 11,5 = 0,782;

 .

Коэффициент:

***αR*** = ***ξR*** (1 – 0,5 ⋅ ***ξR***) = 0,650 (1 – 0,5 ⋅ 0,650) = 0,439.

Для наибольшей величины изгибающего момента, возникающего в монолитной железобетонной плите перекрытия проектируемого жилого здания величина коэффициента:

 ,

следовательно, сжатая арматура в расчетных сечениях плиты перекрытия по расчету не нужна.

Относительная высота сжатой зоны бетона равна:

.

Относительная величина плеча внутренней пары сил:

***ζ*** = 1 - 0,5 ***ξ*** = 1 - 0,5 ⋅ 0,6 = 0,7.

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры:

.

По сортаменту арматуры принимаем в надопорных сечениях монолитной железобетонной плиты перекрытия ∅8 А-III (фактическая площадь арматуры ***As*** = 482 мм2) с шагом 200 мм и защитным слоем бетона 20 мм.

Аналогично определяем необходимое количество арматуры в пролетных сечениях плиты перекрытия.

Для наибольшей величины изгибающего момента, возникающего в пролетных сечениях монолитной железобетонной плите перекрытия проектируемого жилого здания величина коэффициента:

 ,

следовательно, сжатая арматура в расчетных сечениях плиты перекрытия по расчету не нужна.

Относительная высота сжатой зоны бетона равна:

.

Относительная величина плеча внутренней пары сил:

***ζ*** = 1 - 0,5 ***ξ*** = 1 - 0,5 ⋅ 0,648 = 0,687.

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры:

.

По сортаменту арматуры принимаем в надопорных сечениях монолитной железобетонной плиты перекрытия ∅6 А-III (фактическая площадь арматуры ***As*** = 341 мм2) с шагом 200 мм и защитным слоем бетона 20 мм.

В направлении перпендикулярном расположению стержней рабочей арматуры устанавливаем конструктивную арматуру ∅4 Вр-I с шагом 350 мм.