

**Расчет монолитного железобетонного перекрытия  
многофункционального торгово-развлекательного центра**

Бублис А.О.

(Научные руководители – Смех И.В., Смех В.И.)

Белорусский национальный технический университет,  
Минск, Беларусь

Из опыта проектирования следует, что большую долю из всех конструктивных элементов здания составляют перекрытия.

Первым этапом в проектировании монолитного железобетонного перекрытия является разработка компоновки конструктивной схемы перекрытия, которая зависит от внешних нагрузок, назначения здания и общих архитектурно-строительных решений. Этому этапу следует уделить немало времени, так как разработка конкурентно-способных вариантов перекрытия для заданных конкретных условий носит творческий характер, представляя собой задачу со многими неизвестными, не поддающимися строгому математическому учету. Задача усложняется еще и тем, что для заданных конкретных условий всегда приходится решать две задачи:

1) из большого количества возможных вариантов выбрать вид перекрытия, наиболее выгодный с экономической точки зрения;

2) определить для найденного вида перекрытия наиболее рациональную сетку колонн. При сравнении разновидностей одного или нескольких родственных видов перекрытий следует сравнить их основные показатели, а именно толщину перекрытия, расход стали и сложность технологического исполнения на строительной площадке, если перекрытие имеет сложную конфигурацию в плане.

Применение той или иной конструкции перекрытия должно быть обосновано технико-экономическим расчетом.

Существует ряд методов расчета междуэтажных перекрытий:

1) – наиболее распространенными в настоящее время являются методы компьютерного моделирования, основанные на классическом методе конечных элементов. Они реализованы в таких программных комплексах как «SCAD», «ЛИРА», «MicroFE» (Германия);

2) – традиционные методы – метод расчленения многоэтажного многопролетного каркаса здания на отдельные рамы, так как много-

этажная многопролетная железобетонная рама является системой статически неопределимой и для расчета необходимо предварительно принимать сечения колонн и, возможно, ригелей. При наличии регулярной структуры одинаковой нагрузки по ярусам многоэтажную раму можно расчленять на ряд одноэтажных рам;

3) – для расчета монолитных железобетонных перекрытий зданий можно применять метод предельного равновесия.

### **Расчет методом конечных элементов.**

В ходе дипломного проектирования моделирование каркаса здания осуществлено с помощью программного комплекса «ЛИРА» версия 9.6, а подбор арматуры плиты перекрытия был выполнен в конструирующей системе «ЛИР-Арм».

Расчет выполнен как для отдельных загружений, так и с учетом расчетных сочетаний нагрузок (РСН) по [7] и расчетных сочетаний усилий (PCY) в соответствии со СНиП 2.01.07-85 [4, 5].

В ходе расчета учтены следующие виды загружений:

– загрузка 1 – статическое загрузка – постоянная нагрузка (собственный вес конструкций и нагрузки от конструкций пола, а также стен, перегородок и иных ограждающих строительных конструкций);

– загрузка 2 – статическое загрузка – длительнодействующая нагрузка (полезная нагрузка);

– загрузка 3 – статическое загрузка – кратковременная нагрузка (снеговая нагрузка);

– загрузки 4, 5 – статические загрузки – кратковременная нагрузка (ветровая нагрузка);

Порядок решения задачи следующий:

задана схема с нагрузками (расчетными);

получаем расчетные значения усилий в упругой стадии, т.е. задача в линейной постановке (без учета пластических деформаций);

армирование (модуль Лир- Арм) в упругой стадии.

Расчетные сочетания усилий для плоских элементов (пластин) выбираются по критерию экстремальных напряжений с учетом направления главных площадок.

Расчетные сочетания усилий для стержневых элементов выбираются по критерию экстремальных нормальных и сдвиговых напряжений в периферийных зонах сечения.

В соответствии с положениями СНиП 2.01.07–85 фактические нагрузки от оборудования, складываемых материалов и изделий заменены эквивалентными равномерно распределенными.

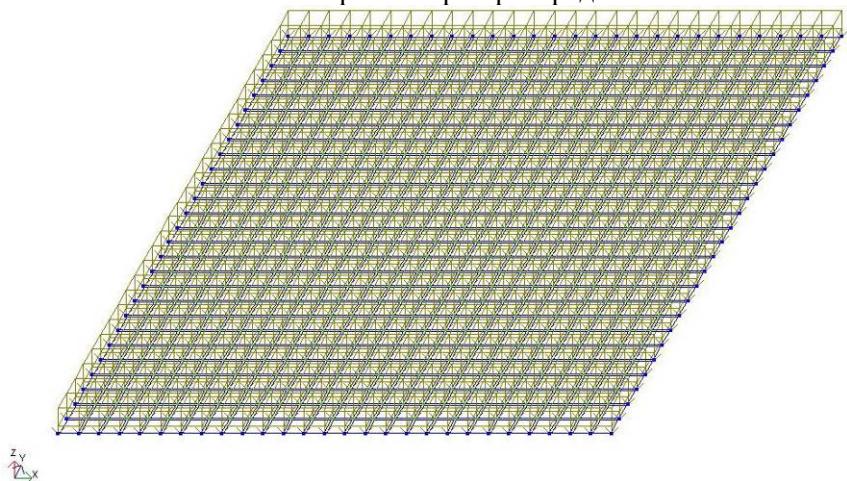


Рисунок 1 – Конечноэлементная модель плиты, опертой по контуру и загруженной равномерно распределенной нагрузкой

Результаты расчета приведены в таблице 1.

### **Расчет по предельным состояниям**

Площадь поперечного сечения продольной рабочей арматуры определялась по усилиям, определенным в результате статического расчета каркаса здания.

При расчете конструкции перекрытия предполагалось, что оно работает под действием приложенных нагрузок в упругой стадии.

Определений напряжений в нормальных сечениях элементов является статически неопределимой задачей, поскольку для вычисления четырех искомых величин (площади арматуры и сжатого бетона, классы арматуры и бетона), используются уравнения статики (рисунок 2):

$\sum M = 0$  – сумма моментов относительно растянутой арматуры.

$\sum x = 0$  – сумма проекций всех сил на ось X.

Неопределимость задачи осложняется нелинейностью деформирования бетона и арматуры. Поэтому расчет нормальных сечений

элемента по прочности производится из предположения, что известны три из четырех неизвестных – размеры сечения ( $b \times h$ ), и классы бетона и арматуры ( $f_{cd}$  и  $f_{yd}$ ), далее определяется требуемая площадь поперечного сечения рабочей арматуры

Расчетные формулы прочности для нормального сечения конструкции перекрытия выводятся из двух условий равновесия элемента в предельном состоянии, упомянутых выше:

$$f_{cd} \cdot A_{cc} = f_{yd} \cdot A_s,$$

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = f_{cd} \cdot A_{cc} \cdot z.$$

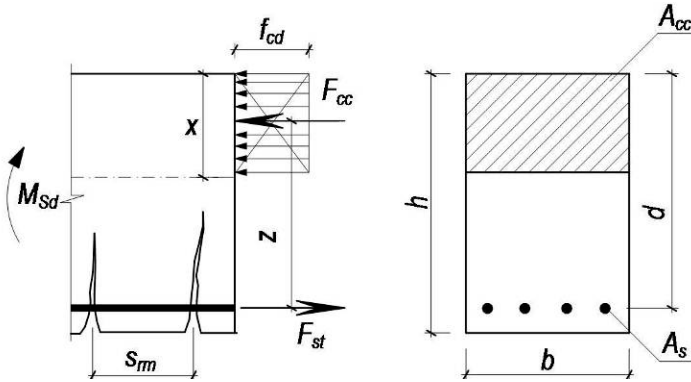


Рисунок 2. Схема усилий в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого элемента

В целях упрощения расчета площади арматуры используется коэффициент  $\alpha_m$ , вычисляемая в зависимости от него высота сжатой зоны  $\xi$ .

Следовательно,

$$M \leq f_{cd} \cdot \alpha_m \cdot b \cdot d^2$$

Далее по п. 7.1.2.4, формула (7.5) [1]:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \text{ при этом принимается } \xi < \xi_{lim}.$$

Площадь арматуры определяется:

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot \xi \cdot d}{f_{yd}}$$

Результаты расчета приведены в таблице 1.

### Расчет по методу предельного равновесия

Сущность метода заключается в том, что в стадии разрушения монолитную плиту рассматривают как систему звеньев, соединенных между собой линейными пластическими шарнирами.

При полосовом нагружении одного пролета перекрытия величиной  $l_1$  в состоянии предельного равновесия образуются три параллельных пластических шарнира (рисунок 3).

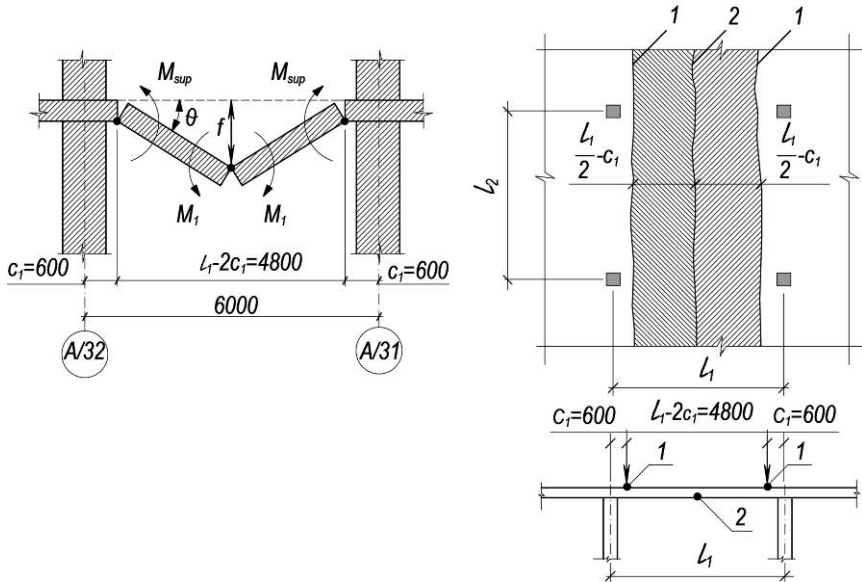


Рисунок 3 – Схема линейных пластических шарниров при полосовой нагрузке:  
1 – опорные шарниры; 2 – пролетный шарнир

В пролете линейный шарнир образуется по оси нагруженной расчетной панели, а опорные линейные шарниры отстоят от осей ближайших к ним колонн на расстоянии  $c_1$ . Пролетный и опорный пластические шарниры разделяют панели на два жестких звена.

Расчет на полосовую временную нагрузку производится, исходя из условия равновесия моментов всех сил, приложенных к жесткому звену пролетом  $l_1 - 2c_1 / 2$  и шириной  $l_2$ , в нашем случае  $l_2 = l_1$ , относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения в месте опорного линейного пластического шарнира и расположенном в его плоскости

$$\frac{l_2 \cdot p \cdot (0,5l_1 - c_1)}{2} \leq f_{yd} \cdot (A_{\text{sup}} \cdot z_{s,\text{sup}} + A_{s,\text{sp}} \cdot z_{s,\text{sp}}),$$

где  $c_1$  – расстояние от опорных пластических шарниров до оси ближайших к ним рядов колонн в направлении  $l_1$ ;

$A_{s,\text{sup}}$ ,  $A_{s,\text{sp}}$  – площади сечения арматуры в опорном и в пролетном пластических шарнирах в пределах одной панели;

$z_{s,\text{sup}}$ ,  $z_{s,\text{sp}}$  – плечи внутренних пар в опорном и пролетном пластических шарнирах.

В целях упрощения расчета уравнение равновесия выражаем через следующие коэффициенты:

$$Q_{\text{sup}} = A_{\text{sup}} / A_{s1},$$

$$Q_{\text{sp}} = A_{\text{sp}} / A_{s1},$$

где  $A_{s1} = A_{\text{sup}} + A_{\text{sp}}$  – суммарная площадь сечения арматуры, тогда

$$\frac{l_2 \cdot p \cdot (l_1 - 2c_1)}{8} \leq f_{yd} \cdot A_s \cdot Z_n \cdot (\theta_l \cdot z_{s,l} + \theta_{\text{sup}} \cdot z_{s,\text{sup}}).$$

При расчете ячейки плиты принимаем  $\theta_{\text{sp}} = 0,33$ ,  $\theta_{\text{sup}} = 0,67$ .

Результаты проведенных расчетов приведены в таблице 1.

Как видно из таблицы 1 наиболее рациональным является расчет методом предельного равновесия, так как требуется наименьший расход арматуры для конструирования перекрытия. Это объясняется тем, что метод предельного равновесия основан на допущении в арматуре пластических деформаций и перераспределения моментов в конструкции, а в программном комплексе «ЛИРА» и в расчетах по предельному состоянию первой группы расчет ведется в упругой стадии работы элемента конструкции.

Таблица 1. – Армирование плиты на 1 м.п.

Метод расчета Положение арматуры	Программный комплекс «ЛИРА» версия 9.6 в системе «ЛИРА-Арм»	Расчет по методу предельных состояний первой группы	Расчет методом предельного равновесия
верхнее армирование	10Ø20 класса S500, шаг = 100 мм	10Ø20 класса S500, шаг = 100 мм	10Ø10 класса S500, шаг = 100 мм
нижнее армирование	10Ø12 класса S500, шаг = 100 мм	10Ø10 класса S500, шаг = 100 мм	5Ø10 класса S500, шаг = 200 мм

### ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” Мн.: Минстройархитектуры, 2003 г.
2. СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” (с изменениями №1..5) Мн.: Минстройархитектуры, 2004 г.
3. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский – К.: Будівельник, 1985 г.
4. СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" /Госстрой СССР.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988 г.
5. СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" (Изменение №1 РБ) /Министерство архитектуры и строительство Республики Беларусь. – Мн.: Минстройархитектуры, 2004 г.
6. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник для вузов. В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М.: Высш. Шк., 1987г.
7. ТКП EN 1991-2009. Часть 1-3, 1-4. Еврокод 1. Воздействия на конструкции.