

6) Плиты перекрытия, их классификация. Назначение размеров и армирование.

Железобетонные плоские перекрытия — наиболее распространенные конструкции в промышленных и гражданских зданиях и сооружениях.

По конструктивной схеме железобетонные перекрытия могут быть разделены на две основные группы: балочные и безбалочные.

Балочными называют перекрытия, в которых балки работают совместно с опирающимися на них плитами перекрытий. В безбалочных перекрытиях плита опирается непосредственно на колонны с уширениями, называемыми капителями.

Классифицируют по конструктивным признакам следующим образом: балочные сборные; ребристые монолитные с балочными плитами; ребристые монолитные с плитами, опертыми по контуру; балочные сборно-монолитные; безбалочные сборные; безбалочные монолитные; безбалочные сборно-монолитные. В строительстве, как правило, применяют сборные перекрытия, отличающиеся высокой индустриальностью.

Тип конструкции перекрытия выбирают в каждом случае по экономическим соображениям в зависимости от назначения здания, действующих нагрузок, местных условий и др.

Расчет и конструирование сборных многпустотных плит перекрытия

Расчетный пролет плиты принимается равным расстоянию между равнодействующими опорных реакций плиты. Для определения нагрузки от собственного веса плиты необходимо сначала определяют геометрические размеры ее сечения (компонуют поперечное сечение плиты, размер пустот, высоты ширины и т.д.). Формируют приведенное сечение в виде тавра для расчета по прочности и двутавра – по деформациям.

Определяют расчетную нагрузку на 1 м при ширине плиты с учетом коэффициента надёжности по назначению здания $\gamma_n=0,95$.

Определяют усилия от нагрузок. От расчетной нагрузки:

$$M = \frac{(g + p) \cdot \ell_0^2}{8}$$
$$Q = \frac{(g + p) \cdot \ell_0}{2}$$

Аналогично от нормативной нагрузки, а так же от нормативной постоянной и длительной нагрузки.

Проверяем условие:

$$M \leq R_b \cdot b_f' \cdot h_f' (h_o - 0,5 \cdot h_f')$$

Выполнение условия говорит о том, что граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения, иначе, как для таврового. Определяем:

$$\alpha_n = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2}$$

При выбранном классе арматуры и отношении $\sigma_{sp}/R_s=0,6$. Находим граничную относительную высоту сжатой зоны бетона ξ_r .

$$\alpha_r = \xi_r \cdot \left(1 - \frac{\xi_r}{2}\right)$$

Если $\alpha_r > \alpha_n$, то сжатая арматура не требуется. Тогда находим относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_n}$$

Находим отношение ξ/ξ_r , если это меньше 0,6, тогда принимаем коэффициент $\gamma_{s3}=1,1$.

Тогда расчетная площадь продольной арматуры:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{\gamma_{s3} \cdot R_s}$$

Рассчитываем плиту по прочности на действие поперечных сил.

$$\text{Определяем площадь приведенного сечения: } \alpha = \frac{E_s}{E_b}$$

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s$$

Статический момент приведённого сечения S_{red}

$$\text{Расстояние от низа плиты до центра тяжести приведенного сечения } y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}}$$

$$y_{sp} = y_0 \cdot a$$

Определяем момент инерции приведённого сечения I_{red}

$$\text{Принимаем } \sigma_{sp}=0,6R_{sn}. \text{ Определяем первые потери: } \Delta\sigma_{sp1} = 0,03 \cdot \sigma_{sp}$$

$$\text{По технологии производства изделия находим } \Delta\sigma_{sp2} \quad \Delta\sigma_{sp3} \quad \Delta\sigma_{sp4}$$

$$\text{Сумма первых потерь } \Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4}$$

Усилие обжатия с учетом первых потерь:
$$P_{(1)} = \frac{A_{sp}}{\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}}$$

Определяем вторые потери. В зависимости от класса бетона $\Delta\sigma_{sp5}$. От ползучести бетона (при преднапряжении) $\Delta\sigma_{sp6}$.

Сумма вторых потерь:
$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$$

Полные потери составляют:
$$\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)}$$

Предварительное напряжение с учетом всех потерь, затем усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений: $P = \sigma_{sp2}A_{sp} - \sigma_s A_s$
 Производят расчет на действие поперечных сил. По конструктиву в многпустотных плитах высотой менее 300 мм поперечную арматуру можно не устанавливать, если поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном.
 Производим расчет по предельным состояниям II группы. Геометрические характеристики сечения пересчитываю как для

двутаврового сечения. Расчет производят из условия:
$$M \leq M_{crc}$$

Если условие не выполняется, требуется расчёт по раскрытию трещин. Проверяем, образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при её обжатии. Определяем базовое расстояние между трещинами. Предварительно определяем l_s

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s,$$

Определяем ширину раскрытия трещин:

Ширина раскрытия трещин при продолжительном раскрытии трещин $a_{crc} = a_{crc1}$.

Ширина раскрытия трещин при непродолжительном раскрытии трещин $a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}$

Проверяем условие: $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$

Рассчитываем прогиб плиты. Расчет производим из условия: $f \leq f_{ult}$

Предельный прогиб определяют по таблицам СНиП «Нагрузки и воздействия».

Находим кривизны от непродолжительного действия всех нагрузок, от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{1,2,3} = \frac{M}{\varphi_c b h_o^3 E_{b,red}}$$

Полная кривизна для участков с трещинами в растянутой зоне:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3$$

Отсюда расчетный прогиб равен:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S l^2$$

где S – коэффициент равный 5 / 48.

Делаем проверку условия:

$$f = 25,36 \leq f_{ult} = 31,5$$

Затем производят проверку плиты по прочности при монтаже. Рассчитывают на нагрузку от собственного веса, вводя коэффициент динамичности при монтаже – 1,4.

$$M_{cb} = \frac{g_{cb} \cdot \ell^2}{2}$$

$$\alpha_n = \frac{N_{tot}(h_0 - a') + M_{cb}}{R_s \cdot b \cdot h_0}$$

$$A_s = \frac{R_b b h_o (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$$

Расчет и конструирование сборных ребристых плит перекрытия

Расчетный пролет плиты принимается равным расстоянию между равнодействующими опорных реакций плиты. Для определения нагрузки от собственного веса плиты необходимо сначала определяют геометрические размеры ее сечения (компонуют поперечное сечение плиты, размер ребер, высоты ширины и т.д.). Формируют приведенное сечение в виде тавра для расчета по прочности и по деформациям.

Определяют расчётную нагрузку на 1 м при ширине плиты с учётом коэффициента надёжности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$.

Определяют усилия от нагрузок. От расчетной нагрузки:

$$M = \frac{(g + p) \cdot \ell_0^2}{8}$$

$$Q = \frac{(g + p) \cdot \ell_0}{2}$$

Аналогично от нормативной нагрузки, а так же от нормативной постоянной и длительной нагрузки.

Проверяем условие: $M \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_o - 0,5 \cdot h'_f)$

Выполнение условия говорит о том, что граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения, иначе, как для таврового. Определяем:

$$\alpha_n = \frac{M}{R_g \cdot b \cdot h_0^2}$$

При выбранном классе арматуры и отношению $\sigma_{sp}/R_s=0,6$. Находим граничную относительную высоту сжатой зоны бетона ξ_r .

$$\alpha_r = \xi_r \cdot \left(1 - \frac{\xi_r}{2}\right)$$

Если $\alpha_r > \alpha_n$, то сжатая арматура не требуется. Тогда находим относительную высоту сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_n}$$

Находим отношение ξ/ξ_r , если это меньше 0,6, тогда принимаем коэффициент $\gamma_{s3}=1,1$.

Тогда расчетная площадь продольной арматуры:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{\gamma_{s3} \cdot R_s}$$

Рассчитываем полку на местный изгиб. Определяем расчётный пролёт ℓ_0 .

Нагрузка на 1 м² полки может быть принята (с незначительным превышением) такой же, как и для плиты. Определяют изгибающий момент для полосы плиты:

$$M = \frac{q \cdot \ell_0^2}{11}$$

$$M$$

Определяем рабочую высоту сечения в полке h_0 . $\alpha_n = \frac{M}{R_g \cdot b \cdot h_0^2}$

Площадь требуемой арматуры: $A_s = \frac{R_b b h_o (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$

Рассчитываем плиту по прочности на действие поперечных сил.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$$

Определяем площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s$$

Статический момент приведённого сечения S_{red}

Расстояние от низа плиты до центра тяжести приведенного сечения $y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}}$ $y_{sp} = y_0 - a$

Определяем момент инерции приведённого сечения I_{red}

Принимаем $\sigma_{sp}=0,6R_{sn}$. Определяем первые потери: $\Delta\sigma_{sp1} = 0,03 \cdot \sigma_{sp}$

По технологии производства изделия находим $\Delta\sigma_{sp2}$ $\Delta\sigma_{sp3}$ $\Delta\sigma_{sp4}$

Сумма первых потерь $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4}$

Усилие обжатия с учетом первых потерь: $P_{(1)} = \frac{A_{sp}}{\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}}$

Определяем вторые потери. В зависимости от класса бетона $\Delta\sigma_{sp5}$. От ползучести бетона (при преднапряжении) $\Delta\sigma_{sp6}$.

Сумма вторых потерь: $\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$

Полные потери составляют: $\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)}$

Предварительное напряжение с учетом всех потерь, затем усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений: $P = \sigma_{sp2}A_{sp} - \sigma_s A_s$

Производят расчет на действие поперечных сил. По конструктиву в многоспустотных плитах высотой менее 300 мм поперечную арматуру можно не устанавливать, если поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном.

Производим расчет по предельным состояниям II группы. Геометрические характеристики сечения пересчитываю как для

двутаврового сечения. Расчет производят из условия: $M \leq M_{crc}$

Если условие не выполняется, требуется расчёт по раскрытию трещин. Проверяем, образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при её обжатии. Определяем базовое расстояние между трещинами. Предварительно определяем l_s

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s,$$

Определяем ширину раскрытия трещин:

Ширина раскрытия трещин при продолжительном раскрытии трещин $a_{crc} = a_{crc1}$.

Ширина раскрытия трещин при непродолжительном раскрытии трещин $a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}$

Проверяем условие: $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$

Рассчитываем прогиб плиты. Расчет производим из условия: $f \leq f_{ult}$

Предельный прогиб определяют по таблицам СНиП «Нагрузки и воздействия».

Находим кривизны от непродолжительного действия всех нагрузок, от непродолжительного действия постоянных и

длительных нагрузок, от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок: $\left(\frac{1}{r}\right)_{1,2,3} = \frac{M}{\varphi_c b h_o^3 E_{b,red}}$

Полная кривизна для участков с трещинами в растянутой зоне:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3$$

Отсюда расчетный прогиб равен:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S l^2$$

где S – коэффициент равный 5 / 48.

Делаем проверку условия:

$$f = 25,36 \leq f_{ult} = 31,5$$

Затем производят проверку плиты по прочности при монтаже. Рассчитывают на нагрузку от собственного веса, вводя коэффициент динамичности при монтаже – 1,4.

$$M_{cb} = \frac{g_{ce} \cdot \ell^2}{2}$$
$$\alpha_n = \frac{N_{tot}(h_0 - a') + M_{ce}}{R_s \cdot b \cdot h_0}$$

$$A_s = \frac{R_b b h_o (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_n})}{R_s}$$

Сборные балочные перекрытия.

Ж/б плоские перекрытия наиболее распространенные конструкции а зданиях и сооружениях, они индустриальны, экономичны, долговечны. По конструктивной схеме ж/б перекрытия могут быть разделены на две группы: балочные и безбалочные. Балочные называют перекрытия, в которых балки работают совместно с опирающимися на них плитами перекрытий. В безбалочных перекрытиях плита опирается непосредственно на колонны с уширениями, называемыми капителями. Те и другие перекрытия могут быть сборными, монолитными, сборно-монолитными.

Плиты в составе конструктивных элементов перекрытия в зависимости от отношения сторон опорного контура могут быть: при отношении сторон больше 2 – балочными, работающими на изгиб в направлении меньшей стороны (моментом в направлении большей стороны пренебрегают); при отношении сторон меньше 2 – опертыми по контуру, работающими на изгиб в двух направлениях.

В состав конструкции балочного панельного сборного перекрытия входят плиты и поддерживающие их балки (ригели или главные балки). Ригели опираются на колонны и стены, их направление может быть продольным или поперечным. Ригели вместе с колоннами образуют рамы.

В поперечном направлении перекрытие может иметь 2-3 пролета для гражданских зданий и 5-6 – для промышленных. Размеры пролета ригелей пром зданий определяют общей компоновкой конструктивной схемы перекрытия, нагрузкой от технологического оборудования.

При проектировании разрабатывают несколько вариантов конструктивных схем перекрытия и на основании сравнения вариантов выбирают наиболее экономичную. Наибольший расход железобетона – около 65% общего количества – приходится на плиты. Поэтому экономическое решение конструкции плит приобретает важнейшее значение.

Проектирование сборных плит перекрытий.

Плиты перекрытий опираются на ригели, работая на изгиб, и для уменьшения расхода материалов проектируются облегченными — пустотными или ребристыми. По форме поперечного сечения пустотные плиты бывают с овальными, круглыми и вертикальными пустотами, ребристые — с ребрами вверх, с ребрами вниз, сплошные. Общий принцип проектирования плит перекрытий любой формы поперечного сечения состоит в удалении возможно большего объема бетона из растянутой зоны с сохранением вертикальных ребер, обеспечивающих прочность элемента по наклонному сечению, в увязке с технологическими возможностями завода-изготовителя. Наиболее экономичны по расходу бетона плиты с овальными пустотами

Однако при изготовлении панелей с овальными пустотами на заводах возникают технологические трудности, поэтому в качестве типовых приняты сборные плиты с круглыми пустотами.

Безбалочные перекрытия. Принципы расчета и конструирования.

Безбалочное сборное перекрытие представляет собой систему сборных панелей, опертых непосредственно на капители колонн. Основное конструктивное назначение капителей в том, чтобы обеспечить жесткое сопряжение перекрытия с колоннами, уменьшить размер расчетных пролетов и создать опору для панелей. Сетка колонн — обычно квадратная 6х6 м. Преимущество безбалочного перекрытия: лучшее использование объема помещения, уменьшается высота здания, расход материалов. Их применяют для многоэтажных складов, Холодильников, мясокомбинатов, в зданиях с большими временными нагрузками.

Конструкция сборного перекрытия состоит из трех элементов: капители, надколонной панели и пролетной панели. Капитель опирается на уширения колонны и воспринимает нагрузку от надколонных панелей, идущих в двух взаимно перпендикулярных направлениях и работающих как балки. В целях неразрезности надколонные панели закрепляют поверху сваркой закладных деталей. Пролетная панель опирается по четырем сторонам на надколонные, имеющие полки, и работает на изгиб в двух направлениях как плита, опертая по контуру. После сварки закладных панелей в сопряжениях монолитят.

Панели перекрытий выполняются ребристыми или пустотными, капители — полными или сплошными. Колонны имеют поэтажную разрезку.

Опорные и пролетные моменты надколонных панелей определяют как для неразрезной балки с учетом перераспределения моментов. Расчетный пролет принимают равным расстоянию между капителями умноженному на 1,05.

Капители рассчитывают в обоих направлениях на нагрузку от опоры давлений и моментов надколонных плит. Расчетную арматуру укладывают по верху капители, стенки капители армируют конструктивно. Кроме того, капители рассчитывают на монтажную нагрузку как косоли.

Колонны каркаса рассчитывают на действие продольной сжимающей силы от нагрузки на вышележащих этажах и на действие момента от односторонней временной нагрузки на перекрытии.

Безбалочные монолитные перекрытия представляют собой сплошную плиту, опертую непосредственно на колонны с капителями. Устройство капителей вызывается конструктивными соображениями (создать достаточную жесткость в месте сопряжения плиты с колонной, обеспечить прочность плиты на продавливание по периметру капители, уменьшить расчетный пролет безбалочной плиты). Эти перекрытия проектируют прямоугольной или квадратной сеткой колонн. Рациональная сетка 6х6 м.

Применяют капители трех типов: 1 тип — при легких нагрузках, 2 и 3 — при тяжелых. Размер капителей вверху равен 0,2...0,3l. Капители колонн армируют по конструктивным соображениям, для восприятия усадочных и температурных усилий. Плиту армируют сетками.

В безбалочных сборно-монолитных перекрытиях остоном для монолитного бетона служат сборные элементы — надколонные и пролетные панели. Капители крепят к колоннам съемными хомутами, на капителях в двух взаимно перпендикулярных направлениях укладывают надколонные панели толщиной 50-60 мм, в центре — пролетную плиту (такой же толщины). Сборные плиты — предварительно напряженные, армированные высокопрочной арматурой.

Сборный остов перекрытия замоноличивают слоями бетона толщиной 40...50 мм по пролетной плите и 90...100 мм по надколонным плитам. В местах действия опорных моментов укладывают верхнюю арматуру в виде сеток.