

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
Кафедра строительных конструкций

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПЕРЕКРЫТИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Методические указания к выполнению
I курсового проекта по курсу
«Железобетонные конструкции»
специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения

Брест 2009

УДК 624.012 (07)

Методические указания содержат примеры расчета и конструирования сборных железобетонных конструкций перекрытий, подлежащих расчету в I курсовом проекте. При подготовке примеров приведены рекомендации по компоновке и конструированию элементов сборного ребристого перекрытия с балочной панелью и даны необходимые ссылки на учебную и нормативную литературу. Примеры расчета выполнены в соответствии с требованиями норм проектирования железобетонных конструкций СНБ 5.03.01.

Указания предназначены для студентов специальности 70 02 01 (ПГС) всех форм обучения, а также могут быть использованы при курсовом проектировании студентами других специальностей строительного факультета.

Ил.8, список литературы: 7 источников, 4 приложения.

Составители: В.Н. Малиновский, профессор, к.т.н.

Н.Н. Шалобыта, зав.кафедрой, к.т.н.

Т.П. Шалобыта, доцент, к.т.н.

П.В. Кривицкий, ассистент

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ.....	4
1 КОМПОНОВКА, РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ	5
1.1 Основные указания по компоновке элементов сборного перекрытия	5
1.2 Указания по компоновке панелей сборного перекрытия.....	6
1.3 Указания по расчёту и конструированию неразрезного ригеля многоэтажного здания с неполным каркасом.....	7
1.4 Указания по проектированию колонны.....	13
2.0 ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ.....	16
2.1 Исходные данные.....	16
2.2 Расчет сборного многопролетного ригеля	16
2.2.1 Определение расчетных пролетов ригеля.....	16
2.2.2 Подсчет нагрузок на ригель	17
2.2.3 Определение нагрузки на ригель	17
2.2.4 Статический расчет ригеля и перераспределение усилий.....	18
2.2.5 Уточнение высоты сечения ригеля.....	19
2.2.6 Определение площади сечения продольной арматуры.....	21
2.2.7 Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе.....	23
2.2.8 Построение эпюры арматуры (эпюры материалов).....	25
2.2.9 Определение длины анкеровки обрывааемых стержней.....	27
2.3 Расчет стыка ригеля с колонной.....	30
2.3.1. Определение площади соединительных стержней	30
2.4 Расчет колонны первого этажа.....	32
2.4.1 Исходные данные	31
2.4.2 Подсчет нагрузок	31
2.4.3 Расчет колонны на прочность.....	32
2.4.3.1 Определение размеров сечения колонны	32
2.4.3.2 Расчёт продольного армирования колонны 2-го этажа	33
2.4.3.3 Расчёт продольного армирования колонны первого этажа.....	34
2.4.4 Расчет консоли колонны.....	35
2.4.4.1 Конструирование консоли	35
2.4.4.2. Армирование консоли.....	35
2.5 Расчет стыка колонн	37
ЛИТЕРАТУРА.....	41
ПРИЛОЖЕНИЯ	42
Приложение 1.....	42
Приложение 2.....	44
Приложение 3.....	45
Приложение 4.....	47

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее четвертое издание методических указаний переработано и дополнено в соответствии с новыми строительными нормами Республики Беларусь СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции», с учетом изменений №1, № 2, № 3, № 4 к данному нормативному документу.

Данные методические указания являются одним из составных элементов учебно-методического обеспечения первого курсового проекта по курсу «Железобетонные конструкции».

Указания содержат рекомендации по компоновке сборного железобетонного междуэтажного перекрытия промышленного здания с несущими наружными стенами и внутренним железобетонным каркасом, примеры расчета и конструирования сборного неразрезного ригеля, сборной двухъярусной колонны нижних этажей, узлов сопряжений ригеля с колонной и колонн между собой.

Исходные данные для проектирования студент заочного отделения принимает строго по трем последним цифрам своего шифра по табл. 1, 2 и 3 приложения 1, дневного отделения – по заданию, выданному преподавателем.

При выполнении графической части проекта можно пользоваться "Методическим пособием по оформлению графической части проекта N1", а также альбомами рабочих чертежей, имеющихся в методическом кабинете кафедры. В приложениях к указаниям приводятся ссылочные материалы и необходимые сведения для выполнения курсового проекта.

Указания предназначены для студентов специальности 70 02 01 (ПГС) всех форм обучения, а также могут быть полезны при курсовом и дипломном проектировании студентам других специальностей строительного факультета.

1 КОМПОНОВКА, РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

1.1 Основные указания по компоновке элементов сборного перекрытия

Балочные сборные перекрытия состоят из панелей перекрытия и поддерживающих их ригелей, образующих вместе с колоннами несущий каркас здания. В зданиях с неполным каркасом ригели в крайних пролетах одним концом опираются на наружные несущие стены, другим – на промежуточные колонны каркаса.

Существует большое разнообразие схем компоновки сборных перекрытий. Целесообразно ригели располагать в поперечном направлении здания. В этом случае панели располагаются вдоль здания. При раскладке панелей необходимо иметь в виду, что колонны мешают свободной раскладке, а поэтому в местах расположения колонн устанавливают специальные панели, имеющие вырез (рисунок 1).

Форма поперечного сечения ригеля назначается в зависимости от способа опирания на него панелей. При укладке панелей поверху ригелей сечение последних принимается, как правило, прямоугольным (рисунок 1,а). При опирании панелей в пределах высоты ригеля его сечение может иметь форму, показанную на рисунок 1,б.

В курсовом проекте компоновка конструктивной схемы перекрытия в зависимости от типа применяемых ригелей и панелей сводится к разбивке перекрытия на сборные панели и к установлению основных геометрических размеров панелей и ригелей.

При выполнении этой задачи должны быть учтены следующие условия и обеспечено их выполнение:

- обеспечение пространственной жесткости здания;
- стремление к минимальному количеству типоразмеров панелей и ригелей перекрытия;
- в целях улучшения использования кранов и транспортных средств необходимо стремиться к укрупнению монтажных элементов;
- для упрощения статического расчета ригеля необходимо, чтобы загрузка ребристыми плитами происходило не менее чем в четырех точках по длине.

На рисунке 1 показана возможная схема сборного перекрытия при использовании ригелей прямоугольного или таврового типов и панелей ребристого типа. В этой схеме панель, расположенная по оси колонн, называется панелью-распоркой. Панель-распорка опирается на ригели перекрытия своими продольными ребрами. Для обеспечения монтажа панель-распорка в верхней полке имеет вырез по размерам сечения колонны. Ширина панели-распорки должна приниматься не менее 80 см.

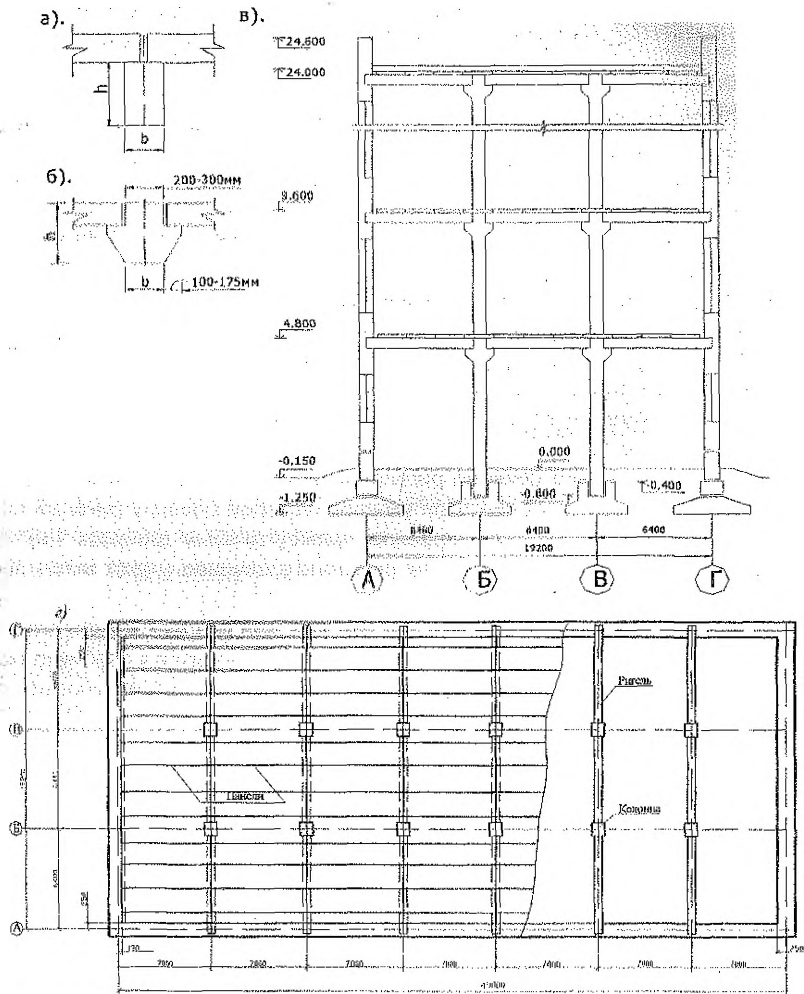


Рисунок 1 – Компоновка сборного ребристого перекрытия

1.2 Указания по компоновке панелей сборного перекрытия

В промышленном строительстве в качестве несущих элементов сборного железобетонного перекрытия широкое распространение получили ребристые панели с ребрами вниз. Ребристая панель представляет собой коробчатый элемент, состоящий из двух продольных ребер, связанных между собой поверху монолитной плитой, которая усилена рядом поперечных ребер-диафрагм.

Основные габариты панели – номинальную ширину B и длину L – принимают по результатам компоновки перекрытия. Конструктивные размеры будут меньше номинальных на величину монтажных зазоров. По ширине панели зазор 15 мм, по длине – 40 мм. При опирании панелей на полки ригелей (рисунок 1,б) $l_{\text{констр.}} = L - a - b_{\text{риг.}}$.

Минимальная толщина плиты (полки) в ребристых панелях перекрытий с ребрами вниз составляет не менее 50 мм. При больших нагрузках (до 25 кН/м²) толщина полки может быть увеличена до 80÷100 мм. В любом случае толщина не должна быть менее 1/30 ее большего пролета.

Высоту поперечных ребер назначают не менее 1/10 пролета данных ребер (1/10 ширины панели). Обычно высота поперечных ребер принимается равной 150÷200 мм. Ширина поперечных ребер назначается в соответствии с конструктивными требованиями: по низу – 40÷60 мм, по верху – 80÷100 мм.

Полная высота ребра (панели) может быть принята $h = (\frac{1}{20} + \frac{1}{30}) \times L$ мм, а ширина – соответственно (0.2÷0.3) от высоты ребра. Следует отметить, все размеры элементов панели округляются до 10мм.

Месторасположение поперечных ребер панели выбирается таким образом, чтобы торцевые и средние участки плиты были бы примерно одинаковыми и, кроме того, отношение сторон (l_y / l_x) было бы близко к единице. В этом случае каждый участок плиты будет работать в двух направлениях как плита, опертая по контуру.

В конструктивном и расчетном отношениях ребристая панель перекрытия схожа с ребристой плитой покрытия производственных зданий. В этой связи, при расчете ребристой панели перекрытия рекомендуется пользоваться методическими указаниями [6], где дается пример расчета и конструирования ребристой плиты покрытия.

1.3 Указания по расчету и конструированию неразрезного ригеля многоэтажного здания с неполным каркасом

В данном разделе даются пояснения к сбору нагрузок и определению изгибающих моментов и поперечных сил с учетом перераспределения усилий; освещаются вопросы подбора арматуры и конструирования; описывается конструкция узла примыкания ригеля к колонне.

Ригель сборного панельного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции и монтируется из однопролетных сборных элементов. С целью повышения жесткости каркаса здания, экономии материалов и уменьшения конструктивной высоты перекрытия ригель проектируется неразрезным. Неразрезность обеспечивается за счет сварки выпусков арматуры, закладных и накладных деталей и омоноличивания стыков сопрягаемых элементов (рисунок 6).

Ориентировочные размеры поперечного сечения ригелей с прямоугольной формой поперечного сечения могут назначаться следующими: высота $h = (\frac{1}{8} + \frac{1}{12}) \cdot l$, где l – пролет ригеля; ширина сечения $b = (0.3 + 0.4) \cdot h$, но не менее 200 мм.

При опирании панелей в пределах высоты ригеля его сечение может иметь ширину $200 \div 300$ мм, высота ригеля $h = (\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}) \cdot l$, а вылет полок для опирания панелей $100 \div 175$ мм. Сечение ригеля принимаем с учетом установленной градации размеров.

1.3.1 Определение расчетных пролетов и действующих на ригель нагрузок

В промышленных зданиях с неполным каркасом при свободном опирании концов ригеля в крайних пролетах на наружные стены и разнице в величинах пролетов, не превышающей 20%, его можно рассчитывать как неразрезную балку на шарнирных опорах.

Расчетными пролетами неразрезного ригеля в средних пролетах принимается расстояние между осями колонн l , а для крайних – расстояние между осью колонны и центром площадки опирания ригеля на стену. Длины площадок опирания ригеля l_{sup} на стены назначаются из условий обеспечения прочности стены на местное сжатие, а также обеспечения анкеровки нижней продольной арматуры на крайних свободных опорах. Рекомендуется данную величину назначать не менее 380 мм.

Нагрузки на ригель передаются через панели перекрытий. Нагрузки разделяются на постоянные и переменные. К постоянным относятся собственный вес конструкций пола, панели и ригеля. К переменной нагрузке относится вся полезная нагрузка на междуэтажное перекрытие, которая принимается в соответствии с таблицей 3 [2] для гражданских зданий и в соответствии с заданием на проектирование для промышленных.

Многопустотные панели передают на ригель равномерно-распределенную нагрузку, а ребристые панели (ребрами вниз) – сосредоточенные силы в местах опирания ребер. Однако, если количество панелей такое, что на ригель передается четыре и более сосредоточенные силы, можно принять равномерно-распределенную нагрузку. Погонная равномерно-распределенная нагрузка на ригель вычисляется умножением постоянной и переменной нагрузок, действующих на 1 м^2 перекрытия, на расстояние между ригелями.

1.3.2 Определение изгибающих моментов и поперечных сил с учетом перераспределения усилий

Ригель многоэтажного здания с неполным каркасом в статическом отношении рассматривается как многопролетная неразрезная балка. Количество пролетов балки принимается по конструктивной схеме перекрытия. При количестве пролетов по схеме перекрытия более пяти, к рассмотрению принимается пятипролетная расчетная схема ригеля.

Определение изгибающих моментов и поперечных сил ригеля производится с учетом перераспределения усилий в стадии предельного равновесия конструкции ([3] стр. 292...300). Первоначально необходимо рассчитать ригель как упругую систему на действие постоянных нагрузок и отдельных схем невыгодного расположения переменных нагрузок. Значения изгибающих моментов M_{Sd} и поперечных сил V_{Sd} определяются с помощью общих методов строительной механики. В случае если ригель имеет равные пролеты или пролеты, отличающиеся друг от друга не более чем на 10%, значения усилий

(M_{sd} и V_{sd}) допускается определять по формуле [3]:

$$M_{sd} = (\alpha \times g + \beta \times q) \times l_0^2, \quad V_{sd} = (\gamma \times g + \delta \times q) \times l_0, \quad (1)$$

где $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ – табличные коэффициенты (приложение 10 [3*]).

После вычисления значений M_{sd} и V_{sd} от отдельных схем нагружений строятся эпюры моментов и поперечных сил от сочетания нагрузок, т.е. к эпюре от постоянной нагрузки прибавляются (с учетом знаков) эпюры от каждого варианта расположения временной нагрузки. Эпюры от сочетаний нагрузок целесообразно строить на одной оси, что дает возможность получить огибающую эпюру, которая представляет собой максимальные значения моментов (положительных и отрицательных) от всех возможных сочетаний нагрузок в различных сечениях по длине ригеля.

После построения огибающей эпюры изгибающих моментов производят перераспределение изгибающих моментов, с целью уменьшения максимальных значений на огибающей эпюре. Для этого к эпюрам от различных сочетаний нагрузок, дающих максимальные значения на огибающей, прибавляются (с учетом знаков) эпюры от дополнительных моментов на средних опорах. Величина дополнительного момента не должна превышать 30% от опорного момента того сочетания нагрузок, к которому прибавляется дополнительная эпюра.

После получения огибающих эпюр поперечных сил и изгибающих моментов с учетом перераспределения усилий, производится расчет и конструирование ригеля.

1.3.3 Расчет и конструирование ригеля

При расчете и конструировании ригеля определяется требуемое для его армирования количество продольной и поперечной арматуры. Расчет продольной арматуры состоит в определении необходимого количества стержней нужного диаметра, длины и мест их обрыва в пролетах. При расчете и конструировании поперечной арматуры определяется диаметр, шаг и места по длине, где изменяется шаг поперечной арматуры.

Прочностные расчеты необходимо производить после уточнения размеров поперечного сечения ригеля, в соответствии с полученными значениями усилий. Полезную (рабочую) высоту сечения ригеля можно определить по формуле:

$$d = \sqrt{\frac{M_{sd}}{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b}}, \quad (2)$$

где M_{sd} – наибольший (по абсолютной величине) расчетный пролетный или опорный изгибающий момент; в случае неразрезной схемы ригеля принимается равным моменту по грани колонны – $M_{зп}$;

α_m – табличный коэффициент. При расчете ригеля с учетом перераспределения усилий должно соблюдаться условие $\xi = x/d \leq 0,35$ [3*]. Величине $\xi = 0,35$ соответствует $\alpha_m = 0,242$ (табл. 3–3 прил.3);

b – ширина сечения ригеля (принимается из предварительного расчета).

Изгибающий момент по грани колонны определяется по следующей формуле:

$$M_{sp} = M_{sd, sup} - V_{min} \times \frac{h_k}{2}, \quad (3)$$

где $M_{sd, sup}$ – расчетный опорный изгибающий момент;

V_{min} – меньшая по абсолютной величине из поперечных сил слева и справа от опоры;

h_k – ширина колонны (в первом приближении принимается 400 мм).

Тогда полная высота сечения ригеля определится по формуле:

$$h = d + c \quad (4)$$

Расстояние от растянутой грани до центра тяжести арматуры у этой грани (c), учитывая двухрядное расположение продольной арматуры и необходимую по нормам толщину защитного слоя, принимают равной 60–70 мм, при однорядном расположении арматуры рекомендуется принимать $c = 3+4$ см.

Полученная высота сечения ригеля округляется до 50 мм при $h \leq 600$ мм и до 100 мм при большей высоте и сохраняется постоянной для всех пролетов ригеля.

Найденная высота ригеля должна быть больше его ширины в 2.5–3.5 раза ($b = (0.3+0.5) \cdot h$). Если это условие не выполняется, необходимо задаться другими значения b и вновь найти h .

Подбор сечения продольной арматуры производят в четырех расчетных сечениях ригеля: в первом и среднем пролетах определяют нижнюю и верхнюю арматуру, на средних опорах – верхнюю арматуру. Сечение продольной арматуры в каждом расчетном сечении определяют, используя алгоритм расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой (см. алгоритм 1 [7]), т.е. без учета действия знакопеременных моментов. Нижнюю арматуру в пролетах определяют по наибольшим положительным моментам, а верхнюю – по наибольшим отрицательным. Арматуру над опорами вследствие жесткого сопряжения ригеля с колоннами определяют по максимальному моменту у грани колонн (M_{sp}).

При подборе продольной рабочей арматуры необходимо соблюдать условие $\alpha_m \leq 0,242$. При нарушении этого условия запланированное перераспределение усилий в предельном состоянии может не произойти по причине преждевременного разрушения бетона сжатой зоны. Процент армирования ригеля в сечениях, где действуют максимальные моменты, должен находиться в экономически выгодных пределах: $\rho_{зк} = (0.5+2.0)\%$.

После определения площадей продольной арматуры определяют диаметр и шаг поперечной арматуры сварных каркасов для трех участков ригеля в каждом пролете: у опор и для средней части. Расчет производится по значениям поперечной силы, действующей по граням колонн. Допускается расчет производить по величине поперечной силы, действующей по оси опоры. Диаметр поперечной арматуры задается из условия, чтобы отношение диаметра поперечной арматуры к продольной, к которой она приваривается, было не более 1:5. Обычно для этого пользуются таблицей 4-2 приложения 4.

Согласно методам расчета прочности наклонных сечений [1] определяется шаг поперечной арматуры, при этом его величина должна приниматься так же с соблюдением конструктивных требований п.11.2.21 [1]. Шаг поперечной арматуры в средней части ригеля (S_2) назначают на основании конструктивных требований: $S_2 \leq 3/4 \cdot h$ и не более 500 мм, где h – высота ригеля.

1.3.4 Построение эпюры материалов

Эюра материалов показывает, какие усилия могут воспринимать сечения ригеля с заданным армированием. Эюра материалов представляет собой ступенчатую эпюру, которая должна перекрывать огибающую эпюру действующих сил. В этом случае обеспечивается прочность всех сечений по длине ригеля. Обычно эпюра материалов строится для изгибающих моментов, что позволяет определить места теоретического и действительного (фактического) обрыва продольных стержней изгибаемых элементов. На тех же принципах можно построить эпюру материалов и поперечных сил.

При построении эпюры материалов изгибающих моментов порядок работы может быть следующим. По найденным ранее площадям сечения продольной арматуры подбирается количество арматурных стержней (обычно четыре или шесть стержней в пролетах и два или три на опорах). Исходя из принятых диаметров арматуры, по формулам расчета прямоугольных сечений определяются фактические моменты, воспринимаемые сечением в пролетах и около граней колонн. После этого решается вопрос о том, какие стержни будут доведены до опоры, а какие следует «оборвать» в пролете. При этом следует выполнять следующие конструктивные требования: в пролетах стержни обрывают парами так, чтобы в сечении они располагались симметрично и два стержня обязательно доходили до опор; стержни с большим диаметром всегда располагают в нижнем ряду сечения и их не обрывают, а доводят до опор, стержни же верхнего ряда рекомендуются обрывать в пролете.

Определяя долю фактического момента, воспринимаемого сечением с арматурой, доводимой до опор, и при полном армировании сечения графически отображают данные значения. Величины моментов, воспринимаемых арматурой, изображаются фактически в виде горизонтальных линий. Накладывая их на огибающую эпюру, становится видно, в какой точке (точка теоретического обрыва) стержни нужно «оборвать», чтобы эпюра материалов перекрyla без излишек огибающую эпюру.

На опорных участках, когда в растянутой зоне имеются три стержня, сначала обрывают два крайних и затем средний, т.е. так, чтобы требование симметричности выполнялось.

Таковыми построениями определяется очертание эпюры материалов и теоретические места обрыва стержней. Из условия анкеровки обрывающиеся стержни должны быть продлены за место теоретического обрыва на величину $l_{обт}$, определяемую формулой 11.1 [1] и рекомендациями п.11.2.37 [1] с учетом «Изменение №1 СНБ 5.01.03-02».

Зная фактические места обрыва стержней, находят длины арматурных стержней и их положение относительно торцов ригеля или разбивочных осей здания (рисунок 5).

Более подробно работа по построению эпюры материалов изгибающих моментов изложена в методических указаниях [7].

1.3.5 Указания по конструированию узла сопряжения ригеля с колонной

Ригель в многоэтажных зданиях с полным и неполным каркасами в местах опирания на колонны воспринимает отрицательный изгибающий момент. В сечениях, где действует отрицательный момент нижняя часть сечения сжата (сжатая зона), а верхняя часть сечения растянута (растянутая зона). Восприятие отрицательного момента ригелем на опорах обеспечивается элементами специальной конструкции его сопряжения с колоннами.

На опорном участке ригеля в верхней (растянутой) зоне имеется арматура, рассчитанная на восприятие растягивающего усилия, возникающего от отрицательного момента. Эта арматура двух соседних ригелей должна быть равнопрочно соединена между собой путем сварки арматурных выпусков из колонны (рисунок 6). Соединения арматурных выпусков осуществляется путем ванной сварки их с арматурными вставками того же диаметра.

Восприятие сжимающих усилий в сжатой зоне опорных сечений ригеля обеспечивается замоноличиванием зазора между торцом ригеля и гранью колонны, а также сварным соединением находящейся там продольной арматуры через закладные детали ригеля и консоли колонны. Кроме того, закладная деталь ригеля обеспечивает анкеровку продольной арматуры и требуемую величину защитного слоя бетона, а также фиксацию положения ригеля при монтаже.

Опорная реакция ригеля в местах опирания его на колонны воспринимается консолями колонны (рисунок 7). Эта конструкция сопряжения ригеля с колонной применяется в типовых сериях ИИ-20+24 и 1.420 многоэтажных зданий. Существуют и другие варианты конструкции узла опирания ригелей на колонны, которые по желанию студента могут быть применены в курсовом проекте. Однако надо помнить, что конструкция стыка должна быть жесткой и могла воспринимать растягивающие и сжимающие усилия, возникающие над опорой в растянутой и сжатой зонах ригеля.

1.4 Указания по проектированию колонны

1.4.1 Общие сведения по конструированию и расчету ствола колонны.

В зданиях с неполным каркасом, относящихся к связевой конструктивной системе, возможные горизонтальные нагрузки (воздействия) воспринимаются вертикальными связями, роль которых выполняют наружные и внутренние стены. В этой связи усилия от этой нагрузки не учитываются и колонны рассчитываются только на вертикальные нагрузки, а из условий технологичности при изготовлении сечения их принимают квадратной или прямоугольной формы.

В курсовом проекте сечение колонны может быть принято квадратным или прямоугольным, а длина колонн сборного каркаса из удобства изготовления, транспортировки и монтажа принимается на 2 этажа. Колонны верхнего яруса могут быть высотой на один или два этажа (в зависимости от того, четное или нечетное количество этажей имеет здание).

Размеры сечения колонн принимаются кратным 50 мм, если размеры сечения не превышают 500 мм и кратными 100 мм при размерах сечения более 500 мм. Чтобы избежать слишком большой гибкости колонн, их сечение следует принимать не менее 300х300 мм, а в целях упрощения конструкции арматурных каркасов – не более 500х500 мм. В целях унификации ригелей и ряда других элементов для колонн всех этажей целесообразно принимать одинаковые размеры поперечных сечений и изменять по этажам лишь сечение арматуры, а в необходимых случаях и прочность бетона (класс бетона). При назначении размеров сечения следует иметь в виду, что ширина сечения колонны должна быть больше или, в крайнем случае, равна ширине сечения ригеля.

Гибкую продольную арматуру в сечениях колонн зданий с неполным каркасом размещают равномерно по периметру сечения и симметрично относительно его осей и с обязательной постановкой стержней в углах. Расстояние в свету между продольными стержнями колонн должно быть не более 400 мм и не менее 50 мм при вертикальном бетонировании и 30 мм – при горизонтальном. Диаметр принимаемых продольных стержней должен находиться в пределах 16÷32 мм. Величина защитного слоя бетона принимается в зависимости от условий эксплуатации конструкции (классов по условиям эксплуатации, заданным в задании на курсовой проект).

Насыщение сечение колонны продольной арматурой оценивается коэффициентом армирования $\rho = A_{s, tot} / A_c$ или в процентом его выражении. По данным технико-экономических исследований оптимальный процент армирования колонн составляет (0,8÷1,2) %. В колоннах типовых серий из-за ограничения количества типоразмеров колонн и ригелей процент армирования составляет от 2 % до 3 % и даже более.

В курсовом проекте, в случае, если размеры сечения колонны будут получены более 500 мм, необходимо изменить параметры колонны (увеличить процент армирования, но не более 5 %; повысить класс бетона; перейти на арматуру более высокого класса). Данная задача решается по согласованию с преподавателем.

Поперечная арматура в колоннах принимается из сталей класса S240, S400, S500. Диаметр поперечных стержней назначается из условий обеспечения качественной сварки с продольной арматурой и принимается в зависимости от диаметра продольных стержней каркасов по таблице 4-2 приложения 4.

Колонны зданий с неполным каркасом рассчитываются по первой группе предельных состояний на сжатие со случайными эксцентриситетами. В общем случае в сечениях колонн многоэтажных зданий действуют изгибающие моменты, продольные и поперечные силы. Изгибающие моменты возникают при неравномерном нагружении пролетов ригелей перекрытий. Однако практически при небольших нагрузках и малых пролетах величины изгибающих моментов в колоннах малы из-за значительно меньшей жесткости колонн в сравнении с ригелями и ими пренебрегают.

Колонны воспринимают переменную и постоянную нагрузку от перекрытий, которые передаются ригелями с грузовой площади, равной $l_1 \times l_2$ (l_1, l_2 – размеры сетки колонн здания).

Размеры сечения и количество продольной рабочей арматуры колонны определяются из условия 7.22 [1]:

$$N_{sd} \leq \varphi \cdot (\alpha f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot}), \quad (5)$$

где φ – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов, определяемый в зависимости от расчетной длины и случайного эксцентриситета по таблице 7.2 [1].

Расчетная длина колонны зависит от закрепления ее концов. Для колонны нижнего этажа принимается жесткая опора в уровне верха фундамента и шарнирно-неподвижная опора в уровне междуэтажного перекрытия. Для колонн промежуточных этажей принимается шарнирно-неподвижное закрепление концов колонны в уровне междуэтажных перекрытий.

Величина случайного эксцентриситета принимается не менее $1/600$ расчетной длины колонны или $1/30$ размера сечения и не менее 20 мм.

1.4.2 Указания по конструированию и расчету консоли колонны

В колоннах зданий промышленного назначения применяют в основном трапециевидные короткие консоли ($l_1 \geq 200$ мм, $l_1 \leq 0.9 \cdot d$, см. рисунок 7). Высоту сечения h опорной части консоли (в месте примыкания консоли к колонне) принимают не более 0.8 высоты опирающихся на нее ригелей, а высоту сечения h_1 у свободного края – не менее 150 мм и не менее $1/3 \cdot h$.

Поперечное армирование коротких консолей выполняют следующим образом: при $h \leq 2,5 \cdot a$ (рисунок 7) консоль армируют наклонными хомутами по всей высоте; при $h > 2,5 \cdot a$ – отогнутыми хомутами (стержнями) и горизонтальными стержнями по всей высоте. В обоих случаях шаг горизонтальных стержней в консоли принимают не более 150 мм и $h/4$, диаметр отогнутых стержней – не более 25 мм и $1/15$ длины отгиба и не менее 12 мм.

Суммарная площадь сечения отогнутых стержней и наклонных хомутов, пересекающих половину линии l , соединяющей точки приложения силы и сжатия нижней грани консоли и колонны (рисунок 7) должна быть не менее $0,0015 \cdot b \cdot d$.

Концы продольной арматуры растянутой зоны доводят до свободного конца консоли и выполняют ее анкеровку приваркой уголков к этой арматуре, а уголков – к пластине опорной закладной детали консоли.

При ограниченной высоте консоли допускается применение жесткой арматуры в консоли.

Короткие консоли рассчитывают на действие поперечной силы V_{sd} и изгибающего момента M_{sd} , возникающих от передачи нагрузок ригелем одного междуэтажного перекрытия.

Расчет прочности по наклонным сечениям коротких консолей колонн на действие поперечной силы по наклонной сжатой бетонной полосе между грузом и опорой производят исходя из условия:

$$V_{sd} \leq 0,25 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_k \cdot d, \quad (6)$$

где b_k – размер грани колонны.

Часто условие прочности наклонных сечений по сжатой полосе используется для определения высоты консоли d у грани колонны.

Требуемая длина опирания ригеля на консоль колонны определяется из условия обеспечения прочности смятию бетона от нагрузки, передаваемой ригелем. Для упрощения расчета принимается напряжение смятия в местах передачи нагрузки на консоль не более $\alpha \cdot f_{cd}$, а давление от ригеля шириной b – равномерно распределенным по площадке, длиной l_{sup} .

$$l_{sup} = \frac{V_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (7)$$

Тогда наименьший вылет консоли будет равен:

$$l_{1,min} = l_{sup} + \delta \quad (8)$$

Исходя из расчета прочности нормальных сечений консоли, производится подбор рабочей арматуры консоли, устанавливаемой по верху консоли; площадь ее сечения определяется из условия изгиба консоли.

2 ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

2.1 Исходные данные

Требуется сконструировать сборное междуэтажное перекрытие и рассчитать основные несущие элементы – ригель и колонну каркаса здания, имеющего размеры в плане $19,2 \times 49,0$ м и сетку колонн в осях $6,4 \times 7,0$ м. Число этажей $n_{\text{эт}} = 5$, высота этажа $H_{\text{эт}} = 4,8$ м. Нормативная переменная нагрузка на междуэтажное перекрытие $q_k = 9,5$ кН/м², частный коэффициент безопасности по нагрузке – $\gamma_F = 1,5$.

По степени ответственности здание относится к классу I (коэффициент надежности по назначению конструкции – $\gamma_n = 1,0$), по условиям эксплуатации – XC1. Класс бетона по прочности на сжатие – C¹⁶/₂₀. Нормативные и расчетные характеристики бетона: $f_{ck} = 16$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, тогда

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 16 / 1,5 = 10,67 \text{ МПа}; f_{ctm} = 1,9 \text{ МПа}; \alpha = 1.$$

По табл. 4.3 [4] для бетона C¹⁶/₂₀ $\varepsilon_{cu} = 3,5$ ‰, по табл. 6.5 $\omega_c = 0,810$, $k_2 = 0,416$, $C_0 = \omega_c / K_2 = 1,947$.

Продольная и поперечная арматура приняты класса S500. Расчетные характеристики для арматуры:

$$f_{yk} = 500 \text{ МПа}, f_{yd} = 435 \text{ МПа} (\text{Ø}6-22), f_{yk} = 417 \text{ МПа} (\text{Ø}25-40), \\ f_{ywd} = 313 \text{ МПа}, E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

2.2 Расчет сборного многопролетного ригеля

2.2.1 Определение расчетных пролетов ригеля

Расчетный пролет ригеля (см. рисунок 2) в крайних пролетах принимается равным расстоянию от оси его опоры на стене до оси колонны:

$$l_{0,sp} = l - a + \frac{l_{sup}}{2} = 6400 - 250 + \frac{380}{2} = 6340 \text{ мм},$$

где l – расстояние между разбивочными осями;

a – "привязка" стены (расстояние от внутренней грани наружной стены до разбивочной оси), принимается равной 250 мм;

l_{sup} – величина заделки ригеля в стену, принимаемая кратной половине кирпича, но не менее 25 см. Принимаем $l_{sup} = 380$ мм.

Расчетный пролет ригеля в средних пролетах принимается равным расстоянию между осями колонн: $l_{0,sp} = l = 6400$ мм.

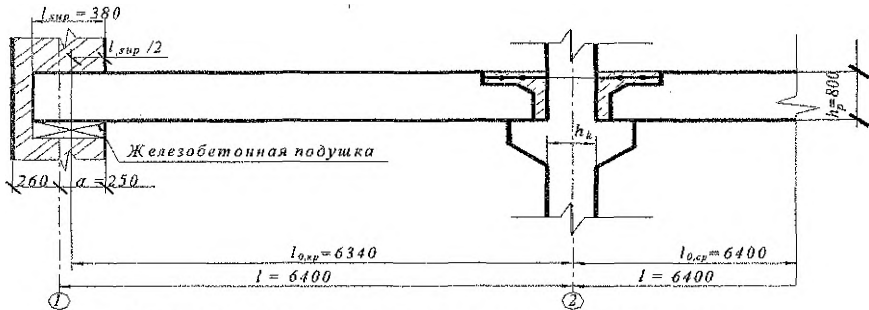


Рисунок 2 – К определению расчетных пролетов ригеля

2.2.2 Подсчет нагрузок на ригель

Принимаем следующую конструкцию пола перекрытия: плиточный пол, цементно-песчаная стяжка. Нагрузка на 1 м^2 поверхности плиты в кН/м^2 приведена в таблице 1.

Таблица 1 – Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	γ_F	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1. Постоянные – g			
– Плиточный пол $t = 10 \text{ мм}$, $\rho = 20 \text{ кН/м}^3$	0,20	1,35	0,27
– Цементно-песчаная стяжка $t = 15 \text{ мм}$, $\rho = 22 \text{ кН/м}^3$	0,33	1,35	0,45
– собственный вес плиты при $h = L/25 = 7000/25 \approx 300 \text{ мм}^*$	2,2	1,35	2,97
Итого g	2,73		3,69
2. Переменная – q			
– по заданию	9,5	1,5	14,3

2.2.3 Определение нагрузки на ригель

Расчетные нагрузки на 1 пог. м ригеля при ширине грузовой площади 7 м (рисунок 1,в) и коэффициенте надежности по назначению здания $\gamma_n = 1$ составят:
 постоянная $3,69 \times 7,0 \times 1 = 25,83 \text{ кН/м}$,
 переменная $q_{sd} = 14,3 \times 7,0 \times 1 = 100,1 \text{ кН/м}$.

* В курсовом проекте равномерно-распределенную нагрузку от собственного веса плиты следует принимать при: $h \leq 300 \text{ мм} - 2,2 \text{ кН/м}^2$; $h = 350 \text{ мм} - 2,4 \text{ кН/м}^2$; $h = 400 \text{ мм} - 2,8 \text{ кН/м}^2$. Высота ребра панели принимается равной 50 мм.

Для определения нагрузки от массы ригеля задаемся размерами его сечения: $h = \frac{1}{8} \cdot l = \frac{1}{8} \cdot 640 = 80 \text{ см}$. Ширину сечения ригеля следует назначать: $b = (0.3 \div 0.4) \cdot h = (0.3 \div 0.4) \cdot 80 = 24 \div 32 \text{ см}$. Принимаем $b = 30 \text{ см}$.

Тогда **суммарная** (с учетом нагрузки от ригеля) **постоянная** нагрузка будет равна $g_{sd} = 25,83 + 0,30 \times 0,8 \times 25,0 \times 1,35 \times 1 = 33,93 \text{ кН/м}$.

Для определение усилий в неразрезном ригеле определяем максимальное расчетное сочетание действующих нагрузок:

первое основное сочетание

$$(g_{sd} + q_{sd}) = \sum \gamma_G \cdot G_k + \sum \gamma_Q \cdot Q_k \cdot \Psi_0 = 33,93 + 100,1 \cdot 0,7 = 104,0 \text{ кН/м}^2;$$

второе основное сочетание

$$(g_{sd} + q_{sd}) = \sum \gamma_G \cdot G_k + \sum \gamma_Q \cdot Q_k \cdot \Psi_0 = 33,93 \cdot 0,85 + 100,1 = 128,94 \text{ кН/м}^2.$$

К дальнейшим расчетам принимаем второе основное сочетание нагрузок, для которого **постоянная** нагрузка $g_{sd} = 33,93 \cdot 0,85 = 28,84 \text{ кН/м}$.

2.2.4 Статический расчет ригеля и перераспределение усилий

В курсовом проекте с целью уменьшения объема расчетов статический расчет ригеля в упругой стадии и с учетом перераспределения усилий рекомендуется выполнять на ЭВМ по программе "PRU345". Результаты расчета приведены на рисунке 3.

Для каждой из рассмотренных комбинаций загрузки строится эпюра изгибающих моментов и поперечных сил, при этом их целесообразно строить на одной оси (рисунок 4).

В целях обучения навыкам перераспределения усилий в статически неопределимых системах в курсовом проекте студентам рекомендуется самостоятельно произвести перераспределение моментов, сравнив полученные данные с результатами расчета на ЭВМ.

Перераспределение усилий можно производить отдельно для каждой ветви огибающей эпюры M_{sd} . Величина снижения опорных и пролетных моментов не ограничивается, но в целях уменьшения ширины раскрытия трещин в пластических шарнирах рекомендуется, чтобы ординаты выравненной эпюры M_{sd} во всех расчетных сечениях составляли не менее 70% их вычисленных по упругой схеме значений.

На рисунке 4 в качестве примера показаны эпюры M_{sd} для различных вариантов загрузки трехпролетного ригеля. В данном случае на промежуточных опорах (опора «В») имеется большой отрицательный момент. Имеет смысл предусмотреть здесь возникновение пластических шарниров, что позволит уменьшить опорные моменты. Это, в свою очередь, приведет к увеличению пролетных моментов ветви 1+3 на ординату треугольной эпюры, равную 81 кНм в первом пролете и 101 кНм в среднем пролете. После сложения ординат в первом пролете будет момент 390 кНм, что не превышает ординату ветви 1+2, равную 482 кНм, во втором – 278 кНм, что не превышает значения ординаты ветви 1+3, равного 340 кНм.

Таким образом, уменьшение опорных моментов вследствие работы сечения с пластическими шарнирами позволит облегчить стык ригелей, снизить их металлоемкость, уменьшить количество сварки. В ряде случаев возможно перераспределение моментов и других ветвей огибающей эпюры с целью уменьшения пролетных моментов и достигается это путем прибавления нескольких добавочных эпюр методом попыток.

После получения огибающих эпюр изгибающего момента и поперечных сил с учетом перераспределения усилий, производится расчет и конструирование ригеля.

2.2.5 Уточнение высоты сечения ригеля

Высоту сечения ригеля уточняют по опорному моменту, действующему по грани опоры ригеля на колонне. Принимая размеры сечения колонны 40х40 см, определяем наибольшие величины изгибающих моментов по грани колонны при комбинациях загрузки 1+2, 1+3, 1+4, 1+5 соответственно:

$$M_{сп} = M - V_{min} \times \frac{h_k}{2} \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{сп}^{1+2} = 314 - 92.29 \cdot \frac{0.4}{2} = 295.54 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{сп}^{1+3} = 415 - 155.96 \cdot \frac{0.4}{2} = 383.81 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{сп}^{1+4} = 471 - 451.05 \cdot \frac{0.4}{2} = 380.79 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{сп}^{1+5} = 355 - 146.44 \cdot \frac{0.4}{2} = 325.71 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Большой изгибающий момент по грани опоры $M_{сп}^{1+3} = 383.81 \text{ кН} \cdot \text{м}$ является расчетным.

Исходя из условия (2), находим:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_{сп}}{\alpha_m \cdot \alpha \cdot f_{сж} \cdot b}} = \sqrt{\frac{383.81 \cdot 10}{0.242 \cdot 1 \cdot 10.67 \cdot 0.3}} = 70.4 \text{ см}.$$

Предполагая расположение арматуры в два ряда по высоте сечения ригеля, принимаем расстояние от его растянутой грани до центра тяжести арматуры у этой грани равным $c = 6 \text{ см}$. Тогда полная высота сечения равна:

$$h = d + c = 70.4 + 6 = 76.4 \text{ см}.$$

Назначаем $h = 80 \text{ см}$ (высота сечения ригеля при $h > 60 \text{ см}$ принимается кратно 100 мм). Рабочая высота сечения ригеля в пролете

$$d = h - c = 80 - 6 = 74 \text{ см}.$$

Проверяем соответствие размеров сечения ригеля $b = (0.3 \pm 0.4) \cdot h$; $0.3 \cdot h = 24 \text{ см} < b = 30 \text{ см} < 0.4 \cdot h = 32 \text{ см}$ – условие соблюдается, следовательно, размеры сечения ригеля не изменяем.

Так как уточненная высота сечения не отличается от первоначально принятой, перерасчет нагрузки от массы ригеля не производим.

РАСЧЕТ НЕРАЗРЕЗНОГО РИГЕЛЯ

(с перераспределением усилий)

а)

шифр задачи — пример
 число пролетов — 3
 пролет крайний — 6,34 м нагрузка постоянная — 28,84 кН/м.лог.
 пролет средний — 6,40 м нагрузка переменная — 100,10 кН/м.лог.

б)

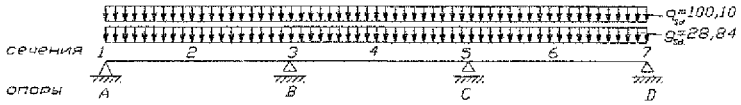
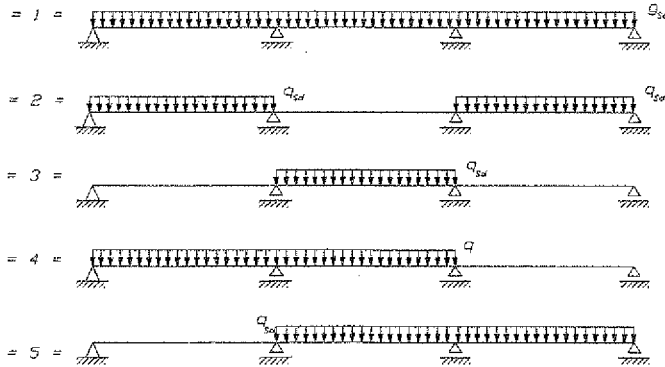


Схема загрузки:
 (q_{sd} — постоянная, q_{sv} — переменная)

в)



г)

Таблица перерезывающих сил (в кН)

Вариант загрузки	Опоры					
	A	Влев	Впр	Слев	Спр	Д
1+2	355.98	-460.58	92.29	-92.29	460.58	-355.98
1+3	25.97	-155.96	412.61	-412.61	155.96	-25.97
1+4	302.04	-511.36	451.05	-451.05	511.36	-302.04
1+5	35.49	-146.44	374.17	-374.17	146.44	-35.49

Таблица опорных и пролетных моментов до перераспределения усилий. Для получения размерности "кНм" в таблицах моментов необходимо значения домножить на 100.

Вариант загрузки	Сечения						
	1	2	3	4	5	6	7
1+2	0,00	4,82	-3,14	-0,90	-3,14	4,82	0,00
1+3	0,00	-0,65	-4,15	3,40	-4,15	-0,65	0,00
1+4	0,00	3,09	-6,73	1,77	-3,55	-0,35	0,00
1+5	0,00	-0,35	-3,55	1,77	-6,73	3,09	0,00

Таблица опорных и пролетных моментов после перераспределения усилий

Вариант загрузки	Сечения						
	1	2	3	4	5	6	7
1+2	0,00	4,82	-3,14	-0,90	-3,14	4,82	0,00
1+3	0,00	-0,65	-4,15	3,40	-4,15	-0,65	0,00
1+4	0,00	4,10	-4,71	2,78	-3,55	-0,35	0,00
1+5	0,00	-0,35	-3,55	2,78	-4,71	4,10	0,00

Рисунок 3 — К статическому расчету неразрезного ригеля

а) исходные данные; б) расчетная схема и расчетные сечения;
 в) варианты загрузки; г) результаты статического расчета по PRU345

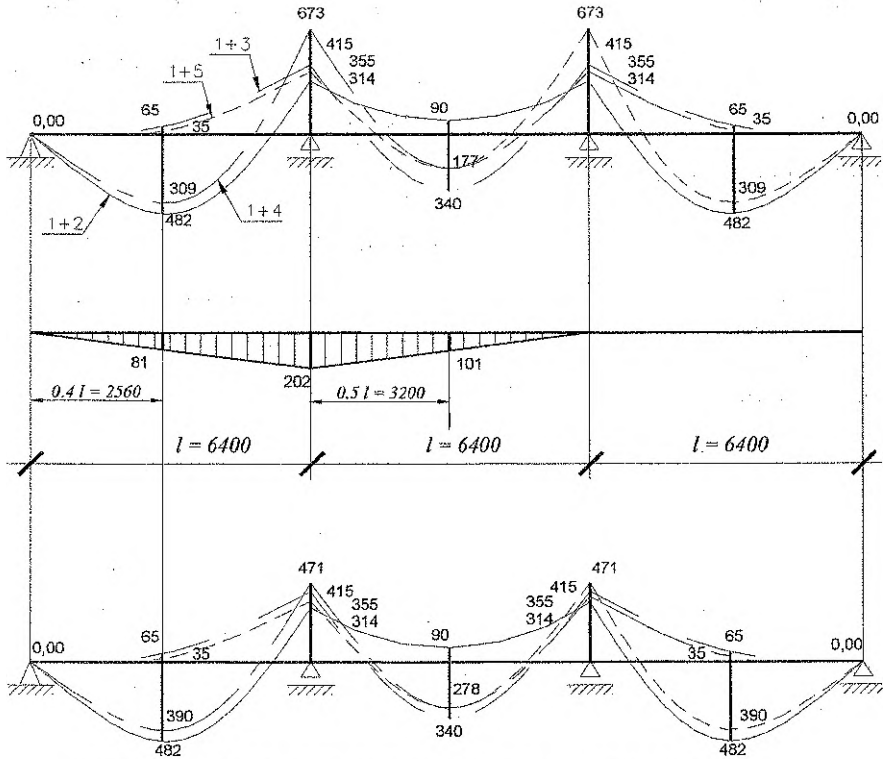


Рисунок 4 – К статическому расчету неразрезного ригеля

2.2.6 Определение площади сечения продольной арматуры

Сечение продольной арматуры ригеля подбирают на прочность по моменту в четырех нормальных сечениях: в первом и среднем пролетах и на средней опоре.

Расчет продольной арматуры ригеля производим, используя алгоритм №1 [7], как изгибаемого прямоугольного сечения с одиночной арматурой. Для

арматуры S500: $\varepsilon_{sp} = \frac{f_{sd}}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 2,175 \text{ ‰}$ и $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{417}{2 \cdot 10^5} = 2,085 \text{ ‰}$

$$\text{тогда } \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cp2}}{\varepsilon_{sp} + \varepsilon_{cr2}} = \frac{3,5}{2,175 + 3,5} = 0,618 \text{ и } \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cr2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cr2}} = \frac{3,5}{2,085 + 3,5} = 0,627$$

$$\alpha_{n,lim} = \omega_s \xi_{lim} (1 - k_2 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,618 (1 - 0,416 \cdot 0,618) = 0,372$$

$$\alpha_{n,lim} = \omega_s \xi_{lim} (1 - k_2 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,627 (1 - 0,416 \cdot 0,627) = 0,375$$

Пролет 1. (нижняя арматура) $M_{sd} = 482.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $c = 60 \text{ мм}$ $d = 0.74 \text{ м}$; $b = 0.3 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{482}{1 \cdot 10.67 \cdot 0.3 \cdot 0.74^2 \cdot 1000} = 0.275 < \alpha_{m,lim} = 0.375 \quad \text{— растянутая арматура достигает предельных деформаций}$$

$$\eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.275}{1.947}} = 0.830;$$

$$A_{st} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{482 \cdot 10}{417 \cdot 0.830 \cdot 0.74} = 18.82 \text{ см}^2.$$

По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры составляет: $A_{st,min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.13 \cdot 0.3 \cdot 0.74 \cdot 100 = 2.88 \text{ см}^2$,

где $\rho_{min} = 26 \cdot \frac{f_{cm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{1.9}{500} = 0.099$, но не менее 0.13%. Принимаем $\rho_{min} = 0.13\%$

Принимаем $4\varnothing 25 \text{ S500}$ ($A_{st} = 19.63 \text{ см}^2$).

Пролет 2. (нижняя арматура) $M_{sd} = 340.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $c = 60 \text{ мм}$; $d = 0.74 \text{ м}$; $b = 0.3 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{340}{1 \cdot 10.67 \cdot 0.3 \cdot 0.74^2 \cdot 1000} = 0.193 < \alpha_{m,lim} = 0.372; \quad \eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.193}{1.947}} = 0.888;$$

$$A_{st} = \frac{340 \cdot 10}{435 \cdot 0.888 \cdot 0.74} = 11.89 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4\varnothing 20 \text{ S500}$ ($A_{st} = 12.56 \text{ см}^2$).

Количество верхней арматуры определяем по отрицательным пролетным, если они имеются, и опорным изгибающим моментам.

Пролет 1. (верхняя) $M_{sd} = 65.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Принимаем однорядное расположение арматуры в верхней зоне. Рабочая высота сечения ригеля при $c = 3.5 \text{ см}$ составит: $d = 0.80 - 0.035 = 0.765 \text{ м}$; $b = 0.3 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{65.0}{1 \cdot 10.67 \cdot 0.3 \cdot 0.765^2 \cdot 1000} = 0.035 < \alpha_{m,lim} = 0.372; \quad \eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.035}{1.947}} = 0.982;$$

$$A_{st} = \frac{65.0 \cdot 10}{435 \cdot 0.982 \cdot 0.765} = 1.99 \text{ см}^2.$$

Так как $A_{st} < A_{st,min} = 0.13 \cdot 0.3 \cdot 0.765 \cdot 100 = 2.98 \text{ см}^2$, принимаем $A_{st} = A_{st,min} = 2.98 \text{ см}^2$

Для данной площади назначаем $2\varnothing 14 \text{ S500}$ ($A_{st} = 3.08 \text{ см}^2$).

Пролет 2. (верхняя) $M_{sd} = 90.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $c = 35 \text{ мм}$; $d = 0.765 \text{ м}$; $b = 0.3 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{90.0}{1 \cdot 10.67 \cdot 0.3 \cdot 0.765^2 \cdot 1000} = 0.048 < \alpha_{m,lim} = 0.372; \quad \eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.048}{1.947}} = 0.975;$$

$$A_{st} = \frac{90.0 \cdot 10}{435 \cdot 0.975 \cdot 0.765} = 2.77 \text{ см}^2,$$

Так как $A_{st} < A_{st,min}$, принимаем $A_{st} = A_{st,min} = 2.98 \text{ см}^2$. С целью унификации армирования ригеля во всех пролетах верхнюю арматуру назначаем так же $2\text{Ø}14 \text{ S500}$ ($A_{st} = 3.08 \text{ см}^2$).

На опоре В. (верхняя) $M_{оп} = 383,81 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Учитывая конструктивное решение опорного узла типового ригеля (рис.5б), принимаем $c = 7,5 \text{ см}$. Тогда $d = 0.80 - 0.075 = 0.725 \text{ м}$, $b = 0.3 \text{ м}$.

$$\alpha_m = \frac{383.81}{1 \cdot 10.67 \cdot 0.3 \cdot 0.725^2 \cdot 1000} = 0.228 < \alpha_{m,lim} = 0.375; \quad \eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.228}{1.947}} = 0.875;$$

$$A_{st} = \frac{383.81 \cdot 10}{417 \cdot 0.875 \cdot 0.725} = 14.51 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\text{Ø}32 \text{ S500}$ ($A_s = 16,08 \text{ см}^2$).

2.2.7 Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе

Расчет поперечной арматуры по V ведут для трех наклонных сечений: у крайней опоры и у первой промежуточной опоры слева и справа. Целесообразнее расчет начинать для сечений у первой промежуточной опоры слева, где действует наибольшая поперечная сила.

Первая промежуточная опора слева. $V_b^a = V_{max} = V_{sd} = 511.36 \text{ кН}$. Площадь продольного армирования в расчетном сечении $A_{st} = 16.08 \text{ см}^2$. Диаметр поперечных стержней в сварных каркасах должен удовлетворять требованиям по сварке (табл. 4–2 приложение 4). При продольной арматуре $\text{Ø}25 \text{ мм}$ принимаем $d_{sw} = 10 \text{ мм}$ площадью $f_{sw} = 0.785 \text{ см}^2$. Поперечная арматура ригеля входит в состав двух каркасов, поэтому $A_{sw} = 2 \cdot f_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$.

Расчет прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил начинается проверкой условия $V_{sd} \leq V_{Rd,ct}$; где V_{sd} - расчетная поперечная сила от внешних воздействий; $V_{Rd,ct}$ - поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечного армирования:

$$V_{Rd,ct} = \left[(0,12) \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} - 0,15 \sigma_{cp} \right] \cdot b \cdot d = \\ = \left[(0,12) \cdot 1,52 \cdot (100 \cdot 0,007 \cdot 16)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 300 \cdot 725 = 84936 \text{ Н} = 84,9 \text{ кН} \text{ , но не менее}$$

$$V_{Rd,ct,min} = (0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15 \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d = (0,4 \cdot 0,89) \cdot 300 \cdot 725 = 77337 \text{ Н} = 77,3 \text{ кН}$$

$$\text{здесь } \kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{725}} = 1,52 < 2,0, \text{ принимаем } \kappa = 1,52$$

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{16,08}{30 \cdot 72,5} = 0,007 < 0,02;$$

$\sigma_{cp} = 0$ – при отсутствии осевого усилия (сжимающей силы).

Поскольку $V_{sd} = 511.36 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 84.9 \text{ кН}$, то необходима постановка поперечной арматуры по расчету.

Расчет поперечной арматуры производим на основе стержневой модели (по методу ферменной аналогии).

Назначаем критическое сечение на расстоянии $a_{w1} = 700 \text{ мм}$ от грани опоры, что меньше $d = 725 \text{ мм}$ и больше $0.5 \cdot z = 0.5 \cdot \eta \cdot d = 0.5 \cdot 0.875 \cdot 725 = 317 \text{ мм}$. Расчетная поперечная сила в критическом сечении на расстоянии $a_{w1} = 700$ от грани опоры составляет:

$$V_{sd} = V_{sd} - (g + q) \cdot a_{w1} = 511.36 - (28.84 + 100.1) \cdot 0.7 = 421.1 \text{ кН.}$$

В критическом расчетном сечении должно выполняться условие, полученное из совместного рассмотрения и незначительного преобразования условий 7.95 и 7.96 [1]:

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{b_{sb} \cdot d_z} \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd},$$

где τ_{sd} – касательные напряжения в критическом сечении;

d_z – расстояние между верхней и нижней продольными арматурами в сечении, равное $d_z = d - c = 725 - 35 = 690 \text{ мм}$.

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.6(1 - 16/250) = 0.562;$$

Касательные напряжения в данном сечении:

$$\tau_{sd} = \frac{421.1 \cdot 10}{30 \cdot 69} = 2.03 \text{ МПа} < 0.5 \cdot 0.562 \cdot 10.67 = 2.99 \text{ МПа}.$$

Определяем максимально возможное значение $\cot \theta$ из условия применимости метода:

$$1 \leq \cot \theta = \frac{\omega + \sqrt{\omega^2 - 4}}{2} \leq 2.5,$$

$$\text{где } \omega = \cot \theta + \tan \theta = \frac{0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot v \cdot f_{cd}}{V_{sd}} = \frac{0.9 \cdot 72.5 \cdot 30 \cdot 0.562 \cdot 10.67}{421.1 \cdot 10} = 2.79.$$

$$1 < \cot \theta = \frac{2.79 + \sqrt{2.79^2 - 4}}{2} = 2.34 < 2.5$$

Условие выполняется. Тогда, приняв ориентировочно $z = \eta \cdot d = 0.9 \cdot d$, из условия 7.95 [1] определяем:

$$\frac{A_{sw}}{S} \leq \frac{V_{sd}}{0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{421.1 \cdot 100}{0.9 \cdot 72.5 \cdot 313 \cdot 2.34} = 0.88 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

Полученное значение отношения $\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)$ должно удовлетворять условию:

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\min} \leq \left(\frac{A_{sw}}{S}\right) \leq \left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\max}, \text{ где}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\min} = \frac{0,08 \cdot b_w \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot 300 \cdot \sqrt{16}}{500} = 0,192 \text{ мм}^2/\text{мм};$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{S}\right)_{\max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w}{2 f_{ywd}} = \frac{0,562 \cdot 10,67 \cdot 300}{2 \cdot 313} = 2,88 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

$$0,192 \text{ мм}^2/\text{мм} < 0,980 \text{ мм}^2/\text{мм} < 2,78 \text{ мм}^2/\text{мм}$$

При использовании 2Ø10 S500 ($A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$) расчетный шаг поперечных стержней должен быть не более $S = 157 / 0,880 = 178 \text{ мм}$.

Таким образом, окончательно в приопорной зоне длиной $\frac{1}{4}$ пролета можно принимать шаг поперечных стержней $S = 150 \text{ мм}$ (кратно 50 мм), что удовлетворяет конструктивным требованиям $S \leq \frac{h}{3} = 267 \text{ мм}$ и $S \leq 300 \text{ мм}$.

В средних частях пролетов шаг поперечных стержней должен назначаться не более $\frac{3}{4} \cdot h$ и не более 500 мм. [1, п. 11.2.21].

$$\text{Принимаем } S = 500 \text{ мм} < \frac{3}{4} \cdot 800 = 600 \text{ мм}.$$

Аналогично приведенному выполняется расчет прочности наклонных сечений у крайней опоры и первой промежуточной опоры справа*.

2.2.8 Построение эпюры арматуры (эпюры материалов)

Для экономии стали часть продольных стержней арматурного каркаса обрывают в пролете в соответствии с огибающей эпюрой моментов. Места обрыва стержней позволяет установить эпюра арматуры (рисунок 5в).

Пролет 1. Продольная арматура 2Ø25+2Ø25 S500 ($A_{st} = 19,63 \text{ см}^2$).

Вычисляем характеристики сечения: уточненное значение $c = 62,5 \text{ мм}$, тогда

$$d = 0,80 - 0,0625 = 0,7375 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{19,63 \cdot 417}{0,81 \cdot 1 \cdot 10,67 \cdot 30 \cdot 73,75} = 0,428 < \xi_{\lim} = 0,627;$$

$$\eta = 1 - k_2 \cdot \xi = 1 - 0,416 \cdot 0,428 = 0,822$$

Ординаты эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_s = 19,63 \text{ см}^2$):

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot d \cdot \eta = 417 \cdot 19,63 \cdot 73,75 \cdot 0,822 \cdot 10^{-3} = 496,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

* С целью уменьшения объема методического пособия указанный расчет не производится.

Из четырех стержней 2Ø25 обрываем в пролете. Для сечения с оставшимися 2Ø25 ($A_s = 9,82 \text{ см}^2$) при $c = 37,5 \text{ мм}$:

$$d = 0,80 - 0,0375 = 0,7625 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{9,82 \cdot 417}{0,81 \cdot 1 \cdot 10,67 \cdot 30 \cdot 76,25} = 0,207 < \xi_{\text{lim}} = 0,627; \eta = 1 - 0,416 \cdot 0,207 = 0,914$$

Ординаты эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_s = 9,82 \text{ см}^2$):

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot d \cdot \eta = 417 \cdot 9,82 \cdot 76,25 \cdot 0,914 \cdot 10^{-3} = 285,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Пролет 2. Арматура 2Ø20+2Ø20 S500 ($A_s = 12,56 \text{ см}^2$).

При $c = 50 \text{ мм}$ — $d = 0,80 - 0,05 = 0,75 \text{ м}$;

$$\xi = \frac{12,56 \cdot 435}{0,81 \cdot 1 \cdot 10,67 \cdot 30 \cdot 75} = 0,281 < \xi_{\text{lim}} = 0,618; \eta = 1 - 0,416 \cdot 0,281 = 0,883$$

Ординаты эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_s = 12,56 \text{ см}^2$):

$$M_{Rd} = 435 \cdot 12,56 \cdot 75 \cdot 0,883 \cdot 10^{-3} = 361,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Из четырех стержней 2Ø20 обрываем в пролете. Для сечения с оставшимися 2Ø20 ($A_s = 6,28 \text{ см}^2$) находим:

$$d = 0,80 - 0,030 = 0,77 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{6,28 \cdot 435}{0,81 \cdot 1 \cdot 10,67 \cdot 30 \cdot 77,0} = 0,137 < \xi_{\text{lim}} = 0,618; \eta = 1 - 0,416 \cdot 0,137 = 0,943$$

Ординаты эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_s = 6,28 \text{ см}^2$):

$$M_{Rd} = 435 \cdot 6,28 \cdot 77,0 \cdot 0,943 \cdot 10^{-3} = 198,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Опора В. Арматура 2Ø32 S500 ($A_s = 16,08 \text{ см}^2$), $c = 75 \text{ мм}$.

Вычисляем характеристики сечения:

$$d = 0,80 - 0,075 = 0,725 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{16,08 \cdot 417}{0,81 \cdot 1 \cdot 10,67 \cdot 30 \cdot 72,5} = 0,357 < \xi_{\text{lim}} = 0,627; \eta = 1 - 0,416 \cdot 0,357 = 0,851$$

Ординаты эпюры арматуры (изгибающий момент, воспринимаемый сечением с $A_s = 16,08 \text{ см}^2$):

$$M_{Rd} = 417 \cdot 16,08 \cdot 72,5 \cdot 0,851 \cdot 10^{-3} = 413,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

На некотором удалении от опоры обрываем все стержни. Так как во всех пролетах верхняя арматура принята из 2Ø14 S500 ($A_s = 3,08 \text{ см}^2$), то несущая способность сечения составит:

$$d = 0,80 - 0,030 = 0,77 \text{ м};$$

$$\xi = \frac{3,08 \cdot 435}{0,81 \cdot 1 \cdot 10,67 \cdot 30 \cdot 77,0} = 0,067 < \xi_{\text{lim}} = 0,618; \eta = 1 - 0,416 \cdot 0,067 = 0,972$$

$$M_{Rd} = 435 \cdot 3,08 \cdot 77,0 \cdot 0,972 \cdot 10^{-3} = 100,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

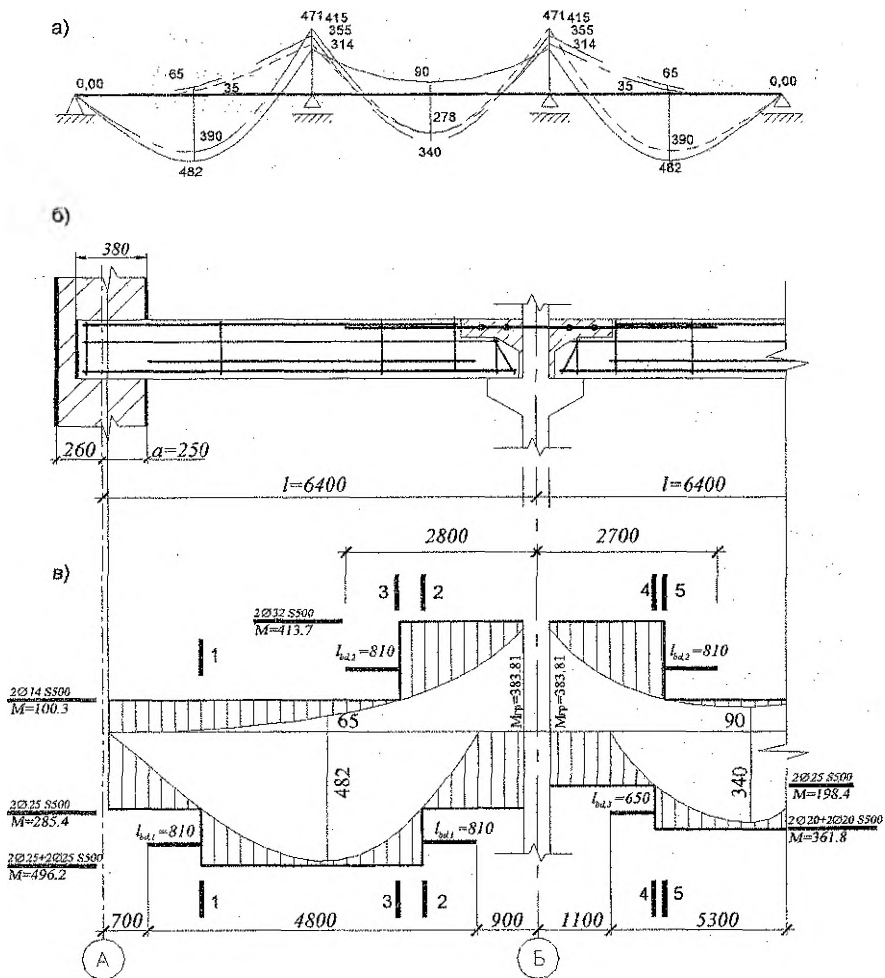


Рисунок 5 – К построению эпюры материалов:
 а) эпюра моментов после перераспределения усилий;
 б) схема армирования; в) эпюра материалов

2.2.9 Определение длины анкеровки обрывааемых стержней

Сечения, в которых обрываемые стержни не требуются по расчету, проще всего определить графически. Для этого необходимо на объемлющую эпюру моментов наложить эпюру арматуры. Точки, в которых ординаты эпюр будут общими (точки пересечения), определяют места теоретического обрыва стержней в

пролете (рисунок 5, в). Для обеспечения прочности наклонных сечений ригеля по изгибающим моментам обрываемые в пролете стержни продольной арматуры необходимо завести за точку теоретического обрыва на расстояние не менее:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min}, \quad (*)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – коэффициенты, характеризующие условия анкеровки, определяются по табл. 11.6 [1];

l_b – базовая длина анкеровки, определяется с помощью табл. 3-1 прилож. 3;

$A_{s,red}$ – площадь продольной арматуры, требуемая по расчету;

$A_{s,prov}$ – принятая площадь продольной арматуры;

$l_{b,min}$ – минимальная длина анкеровки, принимается равной наибольшему значению из величин: $0,6 l_b$; $20\emptyset$; 100 мм – для растянутых стержней и $0,3 l_b$; $15\emptyset$; 100 мм – для сжатых стержней.

Кроме того, общая длина запуска стержня за точку теоретического обрыва для растянутых стержней должна быть не менее $0,5h$, где h – высота ригеля.

В связи с тем, что произведение $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4$ изменяется в пределах 0,7-1,0 (см. п. 11.2.32 [1]), а величина α_3 в условиях обрыва арматуры ригеля принимается равной 0,7, то в курсовом проекте с целью уменьшения расчетной части разрешается принимать $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 = 1,0$, а $\alpha_3 = 0,7$.

Анкеровка стержней продольной арматуры на свободной опоре осуществляется путем заведения за внутреннюю грань опоры на длину не менее:

- $5\emptyset$ в элементах, где арматура ставится на восприятие поперечной силы конструктивно;
- $10\emptyset$ - в элементах, где поперечная арматура ставится по расчету, а до опоры доводится не менее $2/3$ сечения арматуры, определенной по наибольшему моменту в пролете;
- $15\emptyset$ - то же, если до опоры доводится не менее $1/3$ сечения арматуры.

Сечение 1-1, 2-2. (рис.5в). В сечении обрываются стержни $\emptyset 25$ мм класса S500. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 9,82 \text{ см}^2$ ($2\emptyset 25$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 19,63 \text{ см}^2$ ($4\emptyset 25$). По табл.3-1 прил.3 $l_b = 54 \cdot 25 = 1350$ мм. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,1} = 0,7 \cdot 1350 \cdot \frac{9,82}{19,63} = 472,7 \text{ мм.}$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 1350 = 810 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм};$$

$$h/2 = 800/2 = 400 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,1} = 810 \text{ мм}$.

Сечение 3-3, 5-5. В сечении обрываются стержни $\varnothing 32$ мм класса S500. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 3.08 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 14$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 16.08 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 25$ мм). По табл.3–1 прил.3 $l_b = 54 \cdot 32 = 1728$ мм. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,1} = 0.7 \cdot 1728 \cdot \frac{3.08}{16.08} = 231.7 \text{ мм}.$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 1350 = 810 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 25 = 500 \text{ мм};$$

$$h/2 = 800/2 = 400 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,2} = 810 \text{ мм}$.

Сечение 4-4. В сечении обрываются стержни $\varnothing 20$ мм класса S500. Требуемая площадь сечения арматуры $A_{s,red} = 6.28 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20$), принятая площадь сечения арматуры $A_{s,prov} = 12.56 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 20 + 2\varnothing 20$ мм). По табл.3–1 прил.3 $l_b = 54 \cdot 20 = 1080$ мм. Длина анкеровки обрываемых стержней в соответствии с формулой (*):

$$l_{bd,1} = 0.7 \cdot 1080 \cdot \frac{6.28}{12.56} = 378.0 \text{ мм}.$$

Величины остальных параметров составляют:

$$0.6 \cdot l_b = 0.6 \cdot 1080 = 648 \text{ мм};$$

$$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 20 = 400 \text{ мм};$$

$$h/2 = 800/2 = 400 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $l_{bd,3} = 650 \text{ мм}$.

2.3 Расчет стыка ригеля с колонной

Опираение ригелей на колонны показано на рисунке 6. Соединение их в неразрезную конструкцию осуществляется при помощи ванной сварки выпусков арматурных стержней колонны и ригелей. Зазоры между торцами ригелей и колонной заполняются бетоном $C^{12}/_{15} \dots C^{16}/_{20}$ на мелком щебне (рисунок 6).

2.3.1. Определение площади соединительных стержней

Площадь соединительных стержней принимается по опорной арматуре ригеля из условия равнопрочности. В рассматриваемом примере, следовательно, необходимо принять соединительные стержни из $2\varnothing 32 S500$ ($A_s = 16.08 \text{ см}^2$).

Конструктивное решение стыка и схема армирования ригеля показана на рисунке 6.

При размещении соединительных стержней в сечении следует иметь в виду, что для осуществления ванной сварки расстояние в свету между стержнями должно быть не менее 50 мм. Если оказывается, что стержни в один ряд не размещаются, их устанавливают в два ряда с расстоянием между рядами в свету не менее 30 мм.

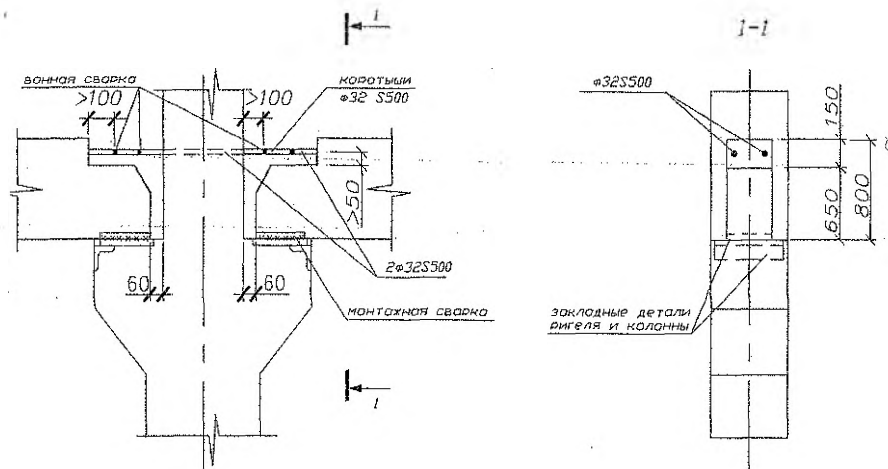


Рисунок 6 – Стык ригеля с колонной

2.4 Расчет колонны

2.4.1 Исходные данные

В соответствии с таблицей 1 вес сборных конструкций перекрытий и покрытия (панели и ригеля) — $g_{k1} = 2,2 + \frac{0,3 \times 0,8 \times 25}{7,0} = 3,06 \text{ кН/м}^2$.

Принимаем вес кровли рулонной трехслойной $g_{k2} = 0,1 \text{ кН/м}^2$, вес утеплителя на покрытии здания $g_{k3} = 1,0 \text{ кН/м}^2$. Вес конструкции пола на всех перекрытиях в соответствии с табл. 1 — $g_{k4} = 0,53 \text{ кН/м}^2$ ($g_4 = 0,72 \text{ кН/м}^2$).

Нормативная снеговая нагрузка для города Бреста (I снеговой район) $q_{k1} = 0,8 \text{ кН/м}^2$, нормативная временная (полезная) нагрузка на сборное междуэтажное перекрытие $q_{k2} = 9,5 \text{ кН/м}^2$.

Сечение колонн всех этажей здания в первом приближении назначаем $40 \times 40 \text{ см}$. Для определения длины колонны первого этажа H_{c1} принимаем расстояние от уровня чистого пола до обреза фундамента $h_{\phi} = 0,4 \text{ м}$.

Тогда $H_{c1} = H_{\text{п}} + h_{\phi} = 4,2 + 0,4 = 4,6 \text{ м}$.

2.4.2 Подсчет нагрузок

Типовые колонны многоэтажных зданий имеют разрезку через 2 этажа, следовательно, необходимо выполнять расчет ствола колонны для 1-го и 2-го этажей.

Подсчет нагрузок на колонну 1-го и 2-го этажа выполняем в таблице 2.

Таблица 2.

Наименование и подсчет нагрузок	Величина нагрузок на колонну	
	1 ^{го} этажа	2 ^{го} этажа
Нагрузка от конструкций покрытий: $G_{c,1} = (g_{k1} + g_{k2} + g_{k3}) \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = (3,06 + 0,1 + 1,0) \cdot 6,4 \cdot 7,0 \cdot 1,35 \cdot 1,0$	251,6	251,6
Нагрузка от конструкций перекрытий над 1–3 этажами: $G_{c,2} = 3 \cdot (g_{k1} + g_{k4}) \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 3 \cdot (3,06 + 0,53) \cdot 6,4 \cdot 7,0 \cdot 1,35 \cdot 1,0$	661,4	434,2
Нагрузка от конструкций перекрытий над 2–3 этажами: $G_{c,2} = 2 \cdot (g_{k1} + g_{k4}) \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 2 \cdot (3,06 + 0,53) \cdot 6,4 \cdot 7,0 \cdot 1,35 \cdot 1,0$		
Нагрузка от собственного веса колонн всех этажей: $G_{c,3} = (b_c \cdot h_c \cdot 3 \cdot H_{\text{п}} + b_c \cdot h_c \cdot H_{c1}) \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n =$ $= (3 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,2 + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,6) \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 1,0$	92,9	
Нагрузка от собственного веса колонн 2–4 этажей: $G_{c,3} = b_c \cdot h_c \cdot 3 \cdot H_{\text{п}} \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 3 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,2 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 1,0$		68,0
Переменная нагрузка на перекрытиях над 1–3 этажами: $Q_{c,1} = 3 \cdot q_{k2} \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 3 \cdot 9,5 \cdot 6,4 \cdot 7,0 \cdot 1,5 \cdot 1,0$	1915,2	1276,8
Временная нагрузка на перекрытиях над 2–3 этажами: $Q_{c,1} = 2 \cdot q_{k2} \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 2 \cdot 9,5 \cdot 6,4 \cdot 7,0 \cdot 1,5 \cdot 1,0$		
Снеговая нагрузка на покрытие: $Q_{c,2} = q_{k1} \cdot l_1 \cdot l_2 \cdot \gamma_F \cdot \gamma_n = 0,8 \cdot 6,4 \cdot 7,0 \cdot 1,5 \cdot 1,0$	53,8	53,8

Принимая в качестве доминирующей переменную нагрузку на перекрытие ($Q_{c,i}$), расчетная продольная сила от действия постоянных и переменных нагрузок будет равна:

– на колонну первого этажа

по первому основному сочетанию

$$N_{sd,1} = \sum G_{c,i} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{c,i} = 251.6 + 661.4 + 92.9 + (0.7 \cdot 1915.2 + 0.7 \cdot 53.8) = 2384.2 \text{ кН}$$

по второму основному сочетанию

$$N_{sd,1} = \sum \xi \cdot G_{c,i} + Q_{c,i} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{c,i} = 0.85 \cdot (251.6 + 661.4 + 92.9) + 1915.2 + 0.7 \cdot 53.8 = \mathbf{2807.8 \text{ кН}}$$

– на колонну второго этажа

по первому основному сочетанию

$$N_{sd,1} = \sum G_{c,i} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{c,i} = 251.6 + 434.2 + 92.9 + (0.7 \cdot 1276.8 + 0.7 \cdot 53.8) = 1710.1 \text{ кН}$$

по второму основному сочетанию

$$N_{sd,1} = \sum \xi \cdot G_{c,i} + Q_{c,i} + \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{c,i} = 0.85 \cdot (251.6 + 434.2 + 92.9) + 1276.8 + 0.7 \cdot 53.8 = \mathbf{1976.1 \text{ кН}}$$

Дальнейшие расчеты колонны первого и второго этажей производим по второму основному сочетанию нагрузок.

Расчетная продольная сила, вызванная действием длительных постоянных и переменных нагрузок, равна:

– на колонну первого этажа

$$N_{sd,N} = \sum G_{c,i} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{c,i} = 251.6 + 661.4 + 92.9 + (0.35 \cdot 1915.2 + 0.3 \cdot 53.8) = 1692.4 \text{ кН}$$

– на колонну второго этажа

$$N_{sd,1} = \sum G_{c,i} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{c,i} = 251.6 + 434.2 + 92.9 + (0.35 \cdot 1276.8 + 0.3 \cdot 53.8) = 1241.7 \text{ кН}$$

2.4.3 Расчет колонны на прочность

2.4.3.1 Определение размеров сечения колонны

При продольной сжимающей силе, приложенной со случайным эксцентриситетом ($e_0 = e_a$) и при гибкости $\lambda = l_{\text{eff}} / h \leq 24$, расчёт сжатых элементов с симметричным армированием разрешается производить из условий 7.22 [1],

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot}),$$

где φ - коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов.

Заменив величину $A_{s,tot}$ через $\rho \cdot A_c$, условие 7.22 [1] примет вид:

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = \varphi \cdot A_c \cdot (\alpha \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{yd}) \quad (*)$$

Необходимая площадь сечения колонны без учёта влияния продольного изгиба и случайных эксцентриситетов, т.е. при $\varphi = 1$ и эффективном значении

коэффициента продольного армирования для колонны 1-ого этажа
 $\rho = 0.01 \div 0.03$ из условия (*) будет равна:

$$A_c = \frac{N_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} + \rho \cdot f_{yd}} = \frac{2807.8 \cdot 10}{1 \cdot 10.67 + 0.02 \cdot 435} = 1450 \text{ см}^2$$

Принимаем квадратное сечение колонны размером $b_c \times h_c = 40 \times 40 \text{ см}$. Тогда $A_c = 40 \times 40 = 1600 \text{ см}^2$.

2.4.3.2 Расчёт продольного армирования колонны 2-го этажа

Величина случайного эксцентриситета

$$e_a = \begin{cases} \frac{l_{col}}{600} = \frac{H_{\beta}}{600} = \frac{4200}{600} = 7 \text{ мм} \\ \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13.3 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем величину случайного эксцентриситета $e_a = 20 \text{ мм}$.

Относительная величина начального эксцентриситета $\frac{e_0}{h} = \frac{20}{400} = 0.05$.

Расчётная длина колонны $l_0 = \beta \cdot l_w = 1.0 \cdot H_{\beta} = 4.2 \text{ м}$.

где β - коэффициент, учитывающий условия закрепления; для колонн принимается равным единице;

l_w - высота элемента в свету. При рассмотрении расчётной длины колонны из плоскости l_w принимается равным высоте колонны.

Определяем условную расчётную длину колонны:

$$l_{eff} = l_0 \cdot \sqrt{K} = 4.2 \cdot \sqrt{1.63} = 5.36 \text{ м},$$

здесь $K = 1 + 0.5 \cdot \frac{N_{St,h}}{N_{sd}} \cdot \phi(\infty, t_0) = 1 + 0.5 \cdot \frac{1241.7}{1976.1} \cdot 2.0 = 1.63$

$\phi(\infty, t_0)$ - предельное значение ползучести бетона, допускается принимать равным 2.0.

Тогда гибкость колонны $\lambda_1 = \frac{l_{eff}}{h} = \frac{5.36}{0.4} = 13.4$.

При $\lambda_1 = 13.4$ и относительной величине эксцентриситета $\frac{e_0}{h} = \frac{20}{400} = 0.05$, интерполируя данные табл. 3-2 прил.3, получаем $\phi = 0.856$.

Необходимое сечение продольной арматуры:

$$A_{s, \text{tot}} = \frac{\frac{N_{sd}}{\varphi} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd}} = \frac{\left(\frac{1976.1}{0.856} - 1 \cdot 10.67 \cdot 0.4 \cdot 0.4 \cdot 10^3 \right) \cdot 10}{435} = 13.82 \text{ см}^2.$$

По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры составляет: $A_{s, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d = 0.165 \cdot 0.4 \cdot 0.36 \cdot 100 = 2.38 \text{ см}^2$,

где $\rho_{\text{min}} = \frac{5 \cdot N_{sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d} = \frac{5 \cdot 1976.1 \cdot 10^{-3}}{417 \cdot 0.4 \cdot 0.36} = 0.165\%$, но не менее $\rho_{\lambda} = \frac{27 + \lambda_y}{440} = \frac{27 + 13.4}{440} = 0.09\%$

Принимаем $4\varnothing 22$ с $A_{s, \text{tot}} = 15.2 \text{ см}^2$

2.4.3.3 Расчёт продольного армирования колонны первого этажа

Величина случайного эксцентриситета:

$$e_o = \begin{cases} \frac{l_{\text{col}}}{600} = \frac{H_{c1} - h_p / 2}{600} = \frac{4600 - 800 / 2}{600} = 7 \text{ мм} \\ \frac{h}{30} = \frac{400}{3} = 13.3 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем $e_a = 20 \text{ мм}$.

Расчётная длина колонны $l_o = \beta \cdot l_w = 1.0 \cdot H_{c1} = 4.6 \text{ м}$.

Условная расчётная длина колонны

$$l_{\text{eff}} = l_o \cdot \sqrt{K} = 4.6 \cdot \sqrt{1.6} = 5.82 \text{ м}$$

где $K = 1 + 0.5 \cdot \frac{1692.4}{2807.8} \cdot 2.0 = 1.60$

Тогда гибкость колонны $\lambda_1 = \frac{l_{\text{eff}}}{h} = \frac{5.82}{0.4} = 14.56$

По табл. 3-2 прил.3 находим $\varphi = 0.847$.

Необходимое сечение продольной арматуры

$$A_{s, \text{tot}} = \frac{\left(\frac{2807.8}{0.847} - 1 \cdot 10.67 \cdot 0.4 \cdot 0.4 \cdot 10^3 \right) \cdot 10}{435} = 36.96 \text{ см}^2.$$

Принимаем $4\varnothing 22 + 4\varnothing 28$ с $A_{s, \text{tot}} = 39.83 \text{ см}^2$.

Проверим несущую способность сечения с принятым армированием:

$$N_{sd} = 2807.8 \text{ кН} \leq 0.847 \cdot (1 \cdot 10.67 \cdot 40 \cdot 40 + 435 \cdot 15.2 + 417 \cdot 24.63) / 10 = 2875.96 \text{ кН}$$

В качестве поперечной арматуры для армирования колонны принимаем стержни $\varnothing 8$ мм (см. табл.4-2, прилож.4) из стали класса S240 см с шагом 30 см, что не превышает $15 \cdot \varnothing = 15 \cdot 2.2 = 33 \text{ см}$.

* Для арматуры S 400 шаг поперечных стержней принимается не более $20 \cdot \varnothing$.

2.4.4 Расчет консоли колонны

Консоль колонны воспринимает поперечную силу ригеля от одного междуэтажного перекрытия. Наибольшая поперечная сила в данном примере действует на опоре В слева и равна $V_{sd} = 511,36 \text{ кН}$ (рисунок 3,г).

2.4.4.1 Конструирование консоли

Минимально допустимая длина площади опирания ригеля из условия прочности бетона на смятие (рис. 7).

$$l_{\text{sup}} = \frac{V_{sd}}{\alpha \cdot f_{ct} \cdot b} = \frac{511,36 \cdot 10^3}{1 \cdot 10,67 \cdot 30 \cdot 100} = 16,0 \text{ см},$$

где $b = 30 \text{ см}$ - ширина ригеля.

Принимаем расстояние от торца сборного ригеля до грани колонны $\delta = 6 \text{ см}$, тогда требуемый вылет консоли равен: $l_1 = l_{\text{sup}} + \delta = 16,0 + 6 = 22,0 \text{ см}$.

С учетом возможной неравномерности распределения давления по опорной поверхности, а также неточности при монтаже принимаем $l_1 = 30 \text{ см}$.

При предварительно принятом $\eta = z/d = 0,95$, требуемая рабочая высота консоли у грани колонны из условия прочности наклонного сечения по сжатой полосе может быть определена как:

$$d \geq \frac{V_{sd}}{0,25 \cdot \eta \cdot \alpha \cdot f_{ct} \cdot b_c} = \frac{511,36 \cdot 10^3}{0,25 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 10,67 \cdot 100 \cdot 40} = 50,4 \text{ см},$$

где b_c - размер грани колонны.

Полную высоту консоли у её основания принимаем $h = 60 \text{ см}$.

Тогда $d = h - c = 60 - 3,5 = 56,5 \text{ см}$.

Условие $l_1 = 30 \text{ см} < 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 56,5 = 50,85 \text{ см}$ выполняется, и данная консоль относится к короткой.

Нижняя грань консоли у ее основания наклонена под углом 45° (рисунок 7), поэтому высота свободного конца консоли:

$$h_1 = h - l_1 \cdot \tan 45^\circ = 60 - 30 \cdot 1,0 = 30 > \frac{1}{3} \cdot h = \frac{1}{3} \cdot 60 = 20 \text{ см}.$$

2.4.4.2 Армирование консоли

Ригель опирается на консоль на длине площадки, равной 225 мм, так как зазор между торцом ригеля и гранью колонны принят 60 мм, а длина пластины по верху 225 мм (см. рисунок 7).

Расчётный изгибающий момент силы V_{sd} относительно грани колонны:

$$M_{sd} = V_{sd} \cdot a = 511,36 \cdot 17,25 = 8821 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где $a = 6 + 22,5/2 = 17,25 \text{ см}$ - расстояние от силы V_{sd} до грани примыкания консоли к колонне.

Требуемую площадь сечения продольной арматуры подбираем по изгибающему моменту M_{sd} , увеличенному на 25%.

$$\text{Определяем: } \alpha_m = \frac{1.25 \cdot M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_c \cdot d^2} = \frac{1.25 \cdot 8821 \cdot 10^3}{1 \cdot 10.67 \cdot 100 \cdot 40 \cdot 56.5^2} = 0.081$$

$$\eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.081}{1.947}} = 0.957 > \eta = 0.95 - \text{величина ранее}$$

предварительно принятая.

$$\text{Тогда } A_{St} = \frac{1.25 \cdot M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{1.25 \cdot 8821 \cdot 10^3}{435 \cdot 100 \cdot 0.957 \cdot 56.5} = 4.68 \text{ см}^2.$$

Принимаем $2\text{Ø}18$ S500 с $A_{St} = 5.09 \text{ см}^2$. Эти стержни привариваются к закладным деталям консоли (рисунок 7).

Так как поперечная сила ригеля приложена от грани колонны на расстоянии $a = 17.25 \text{ см} < 0.5 \cdot z = 0.5 \cdot \eta \cdot d = 0.5 \cdot 0.957 \cdot 56.5 = 27.03 \text{ см}$, то, согласно п.7.2.2.28 [1], прочность наклонных сечений на действие главных растягивающих усилий можно не производить.

При $h = 60 \text{ см} > 2.5 \cdot a_1 = 2.5 \cdot \left(l_1 - \frac{l_{sup}}{2} \right) = 2.5 \cdot \left(30 - \frac{24}{2} \right) = 45$ консоль армируется отогнутыми и поперечными стержнями.

Площадь сечения отогнутой арматуры можно определить по эффективному коэффициенту поперечного армирования

$$A_{s,inc} = \rho_{min} \cdot b_c \cdot d = 0.0015 \cdot 40 \cdot 56.5 = 3.39 \text{ см}^2.$$

Отогнутую арматуру устанавливаем в двух наклонных сечениях по два стержня в каждом сечении, т.е. $4 \text{Ø}12$ S500 ($A_{S, min} = 4.52 \text{ см}^2$).

Поперечные стержни принимаем по двум граням консоли из стали класса S 240 $\text{Ø} 8 \text{ мм}$ ($A_{sw} = 1.06 \text{ см}^2$). Шаг поперечных стержней должен быть не более 15 см и не более $\frac{h}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ см}$. Принимаем в пределах консоли шаг поперечных стержней $s = 15 \text{ см}$.

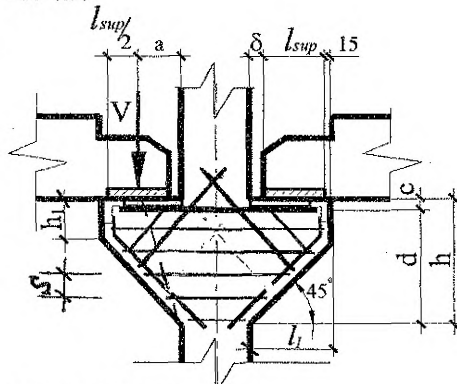


Рисунок 7 – К расчету консоли колонны

2.5 Расчет стыка колонн

Техническими правилами по экономному расходованию основных строительных материалов рекомендуется выполнять колонны без стыков на несколько этажей.

Из условия производства работ стыки колонн назначают на расстоянии 1+1,2 м выше перекрытия. При выбранных конструкциях и условиях работы колонны наиболее целесообразным является стык с ванной сваркой продольных стержней.

Для осуществления этого стыка в торцах стыкуемых звеньев колонн в местах расположения продольных стержней устраивают подрезки. При четырех стержнях подрезки располагают по углам, как показано на рисунке 8. Глубина подрезки должна позволять устанавливать инвентарные медные формы для сваривания выпусков продольных стержней колонны. Суммарная высота подрезок принимается не более 300 мм и не менее $8\varnothing$ (\varnothing - диаметр выпусков арматуры).

Продольные стержни выступают в виде выпусков, свариваемых в медных съемных формах. После сварки стык замоноличивают бетоном того же класса или ниже на одну ступень класса бетона колонны.

В данном примере приняты бетон класса $C^{16/20}$ и выпуски арматуры длиной 30 см и диаметром 22 мм из стали S500.

Стык такого типа должен рассчитываться для стадий: до замоноличивания, как шарнирный на монтажные (постоянные) нагрузки, и после замоноличивания, как жесткий с косвенным армированием на эксплуатационные (полные) нагрузки.

Рассмотрим устройство стыка на третьем этаже, где, согласно таблице 2, действует продольная сила:

– от полных нагрузок

$$N_{sd} = N_{sd}^H - (N_{sd}^I - N_{sd}^H) = 1976.1 - (2807.8 - 1976.1) = 1144.4 \text{ кН},$$

– от длительно действующих нагрузок

$$N_{sd,lt} = 1241.7 - (1692.4 - 1241.7) = 791 \text{ кН},$$

где N_{sd}^I, N_{sd}^H - соответственно нагрузка на колонну в уровне первого и второго этажей.

При расчете стыка до замоноличивания усилие от нагрузки воспринимается бетоном выступа колонны, усиленным сетчатым армированием ($N_{Rd,1}$) и арматурными выпусками, сваренными ванной сваркой ($N_{Rd,2}$). Поэтому условие прочности стыка имеет вид:

$$N_{sd} \leq N_{Rd,1} + N_{Rd,2} = \alpha_n \cdot f_{ctd,eff} \cdot A_{C0} + 0.5\varphi_1 \cdot f_{ctd} \cdot A_{S,tor},$$

где $\alpha_n = 0.75$ – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений под центрирующей прокладкой;

A_{C0} – площадь смятия, принимаемая равной площади центрирующей прокладки или, если она приваривается при монтаже к распределительному листу и толщина листа не менее $1/3$ расстояния от края листа до центрирующей прокладки, площади листа;

φ_1 – коэффициент продольного изгиба выпусков арматуры;

$A_{s,sv}$ – площадь сечения всех выпусков арматуры;

$f_{cud,eff}$ – приведенная призмная прочность бетона, определяется по формуле 7.150 [1]:

$$f_{cud,eff} = f_{cud} + \varphi_o \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} \cdot \varphi_s = \omega_s \cdot \alpha \cdot f_{cd} + \varphi_o \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy} \cdot \varphi_s, \text{ но не более } 2 \cdot f_{cud}$$

Размеры сечения подрезки из условия размещения медных форм принимаем $b_1 \times h_1 = 10 \times 10$ см, а расстояние от грани сечения до оси сеток косвенного армирования в пределах подрезки $c_2 = 10$ мм; за пределами подрезки $c_1 = 20$ см. (см. рисунок 8).

Тогда площадь части сечения, ограниченная осями крайних стержней сетки косвенного армирования:

$$A_{eff} = (b_c - c_1) \times (h_c - c_1) - 4(b_1 - c_2)(h_1 - c_2) = (40 - 2) \times (40 - 2) - 4(10 - 1)(10 - 1) = 1120 \text{ см}^2.$$

Центрирующую прокладку назначают толщиной $12 \div 20$ мм с размерами в плане не более $1/3$ соответствующего размера сечения колонны. Размеры распределительных листов определяют площадь смятия бетона. Для уменьшения расхода стали не следует назначать площадь распределительных листов больше, чем половина расчетного сечения стыка. Толщина распределительных листов принимается $15 \div 20$ мм.

Центрирующую прокладку и распределительные листы в торцах колонн назначаем толщиной 2 см, а размеры в плане: центрирующей прокладки – 10×10 см, что не превышает $1/3$ ширины колонны, т.е. $\frac{1}{3} \cdot 40 = 13.3$ см, распределительных листов – 20×20 см.

За площадь сечения A_{co} принимаем площадь распределительного листа, поскольку его толщина 20 мм превышает $1/3$ расстояния от края листа до центрирующей прокладки ($\frac{20 - 10}{2} \times \frac{1}{3} = 1.67$ см), т.е. $A_{co} = 20 \times 20 = 400 \text{ см}^2$.

$$\text{Принимаем } A_{Cl} = A_{eff} = 1120 \text{ см}^2.$$

Коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии:

$$\omega_n = 1 + k_u \cdot k_f \cdot \frac{f_{cd}}{f_{cd}} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) = 1 + 9.6 \cdot 1.0 \cdot \frac{0.74}{8.8} \left(\sqrt{\frac{1120}{400}} - 1 \right) = 1.54 < \omega_{n, \max} = 3.5$$

здесь $k_u = 0.8 \frac{f_{cd}}{f_{cd}} = 0.8 \frac{8.88}{0.74} = 9.6 < 14.0$,

k_f - коэффициент принимается по табл. 7.6 [1]; для элементов с косвенным армированием $k_f = 1.0$.

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 16 / 1.8 = 8.88$ МПа, $f_{cd} = 0.21 \cdot (f_{ck})^{2/3} / \gamma_c = 0.21 \cdot 16^{2/3} / 1.8 = 0.74$ МПа, при $\gamma_c = 1.8$

Для сеток косвенного армирования применяется арматурная проволока класса S500 при $\varnothing \leq 5$ мм или арматурные стержни классов S240, S400 при $\varnothing = (6+14)$ мм. Размеры ячеек сеток и шаг сеток должны соответствовать требованиям п.5.79 [6]. Минимально допустимый коэффициент косвенного армирования $\rho = 0.125$ (п.5.92[6]).

Сварные сетки конструируем из проволоки $\varnothing 5$ S500 с $f_{yd} = 417$ МПа и $A_{sx} = A_{sy} = 0.2 \text{ см}^2$. Размеры ячеек сетки должны быть не менее 45 мм, не более $1/4 \times b_x$ и не более 100 мм. Шаг сеток следует принимать не менее 60 мм, не более 150 мм и не более $1/3$ стороны сечения. Как видно из рисунка 8, в каждом направлении сетки число длинных стержней – 5, коротких – 4. Расчётная длина длинных стержней - 36.0 см, коротких – 18.0 см.

Коэффициент косвенного армирования:

$$\rho_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{eff} \cdot S_n} = \frac{10 \cdot 0.2 \cdot 36 + 8 \cdot 0.2 \cdot 18}{1120 \cdot 7} = 0.013$$

Коэффициент эффективности косвенного армирования:

$$\phi_0 = \frac{1}{0.23 + \psi} = \frac{1}{0.23 + 0.258} = 2.05$$

где $\psi = \frac{\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}}{\alpha \cdot f_{cd} + 10} = \frac{0.013 \cdot 410}{1.0 \cdot 10.67 + 10} = 0.258$.

Здесь: $\alpha = 1.0$, т.к. расчёт ведётся в стадии монтажа (переходная расчётная ситуация).

Значение $f_{cd,eff}$, определяемое по формуле 7.150 [1]

$$f_{cd,eff} = 1.54 \cdot 1.0 \cdot 10.67 + 2.05 \cdot 0.013 \cdot 417 \cdot 3.25 = 52.5 \text{ МПа},$$

где $\phi_s = 4.5 - 3.5 \frac{A_{c1}}{A_{eff}} = 4.5 - 3.5 \frac{400}{1120} = 3.25$;

Так как $f_{суд,эф} = 52.5 \text{ МПа}$, более $2 \cdot f_{суд} = 2 \cdot 1.54 \cdot 1.0 \cdot 10.67 = 32.86 \text{ МПа}$, принимаем к дальнейшим расчетам $f_{суд,эф} = 32.86 \text{ МПа}$

$$N_{Rd,1} = 0.75 \cdot 32.86 \cdot (100) \cdot 400 = 985.8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 985.8 \text{ кН}.$$

Для вычисления усилия $N_{Rd,2}$ определяем радиус инерции арматурного стержня диаметром 22 мм: $i = \frac{d}{4} = \frac{22}{4} = 0.55 \text{ см}.$

Расчётная длина выпусков арматуры равна длине выпусков арматуры, т.е. $l_0 = l = 30 \text{ см}$. Гибкость выпусков арматуры $\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{30}{0.55} = 54.5$

Коэффициент продольного изгиба арматуры по табл.4–3 прил.4 $\varphi_1 = 0.773$

Усилие, воспринимаемое выпусками арматуры:

$$N_{Rd,2} = 0.5 \cdot \varphi_1 \cdot f_{yd} \cdot A_{s,лот} = 0.5 \cdot 0.773 \cdot 417 \cdot (100) \cdot 15.2 = 225.0 \cdot 10^3 \text{ Н} = 225.0 \text{ кН}.$$

Предельная продольная сила, воспринимаемая незамоноличенным стыком:

$$N_{Rd} = N_{Rd,1} + N_{Rd,2} = 985.8 + 225.0 = 1210.8 \text{ кН} > N_{sd} = 1144.4 \text{ кН}.$$

Таким образом, прочность колонны в стыке до замоноличивания больше усилий, вызванных нагрузкой даже в стадии эксплуатации. Проверку прочности стыка в стадии эксплуатации можно не производить, т.к. добавится еще прочность замоноличенного бетона.

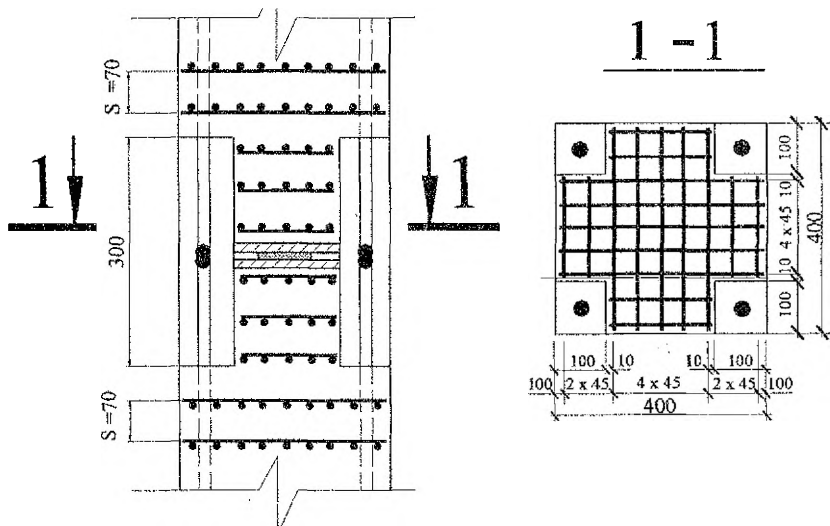


Рисунок 8 – К расчету стыка колонн между собой

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 503.01–02. «Бетонные и железобетонные конструкции». – Мн.: Стройтехнорм, 2002 – 139 с. («Изменения № 1, 2, 3, 4»).
2. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – М.:1987. – 36 с.
3. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов – М.: Стройиздат , 1991. – 767с.
4. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования // Учебное пособие для студентов строительной специальности / Под редакцией профессора Т.М. Петцольда и профессора В.В. Тура. – Брест: БГТУ, 2003.– 380 с. с илл.
5. Проектирование железобетонных конструкций: справочное пособие / Под редакцией А.Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будивельник, 1990. – 544 с.
6. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) – М.: ЦИГП Госстроя СССР, 1989.–192с.
7. Расчет и конструирование монолитного железобетонного перекрытия // Методические указания к выполнению I-го курсового проекта по курсу: "Железобетонные конструкции" специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения. – Брест 2007.

При использовании источников [3, 5, 6] учесть изменения в нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

ПРИЛОЖЕНИЯ
Приложение 1
Исходные данные для проектирования
Параметры задания

Таблица 1-1

Третья (с конца) цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
1	19,2×64,0*) 4,8×6,4**)	17,4×72,0 5,8×7,2	21,0×64,0 7,0×6,4	15,6×54,0 5,2×6,0	21,6×74,0 5,4×7,4	17,4×62,4 5,8×7,8	28,0×72,0 7,0×7,2	20,0×66,0 5,0×6,6	18,6×60,8 6,2×7,6	20,0×64,0 5,0×6,4
2	15,0×60,0 5,0×6,0	24,8×64 6,2×8,0	19,2×60,0 4,8×6,0	22,4×74,0 5,6×7,4	15,6×52,8 5,2×6,6	19,2×64,0 6,4×8,0	19,2×68,0 4,8×6,8	24,0×62,4 6,0×7,8	18,0×60,8 6,0×7,6	24,0×64,0 6,0×6,4
3	26,6×72,0 6,6×7,2	18,0×54,6 6,0×7,8	20,0×74,0 5,0×7,4	17,4×66,0 5,8×6,6	20,8×54,4 5,2×6,8	16,8×68,0 5,6×6,8	21,0×66,0 7,0×6,6	22,2×66,0 7,4×6,6	25,6×72,0 6,4×7,2	16,2×54,0 5,4×6,0
4	19,8×54,6 6,6×7,8	16,8×60,8 5,6×7,6	24,0×54,4 6,0×6,8	23,2×72,0 5,8×7,2	16,8×62,4 5,6×7,8	25,6×72,0 6,4×8,0	18,6×74,0 6,2×7,4	28,0×74,0 7,0×7,4	24,8×72,0 6,2×7,2	21,6×47,6 5,4×6,8
5	20,8×74,0 5,2×7,4	22,4×72,0 5,6×7,2	16,2×76,0 5,4×7,6	19,2×60,8 4,8×7,6	21,6×56,0 5,4×8,0	19,2×54,6 6,4×7,8	19,2×66,0 6,4×8,6	26,4×60,0 6,6×6,0	24,0×72,0 6,0×7,2	23,2×54,4 5,8×6,8
6	16,2×56,0 5,4×7,0	24,8×68,0 6,2×6,8	21,6×62,4 5,4×7,8	14,4×54,6 4,8×7,8	22,4×63 5,6×7,0	18,6×56,0 6,2×8,0	26,4×68,0 6,6×6,8	22,4×64,0 5,6×6,4	20,0×72,0 5,0×7,2	16,2×66,0 5,4×6,6
7	19,2×60,8 6,4×7,6	18,6×66,0 6,2×6,6	20,0×48,0 5,0×8,0	20,8×56,0 5,2×8,0	20,0×60,0 5,0×6,0	17,4×60,8 5,8×7,6	20,8×72,0 5,2×7,2	24,0×64,0 8,0×6,4	25,6×68,0 6,4×6,8	16,8×52,8 5,6×6,6
8	22,4×47,6 5,6×6,8	24,8×74,0 6,2×7,4	19,2×48,0 4,8×4,8	20,0×50,0 5,0×5,0	16,2×58,0 5,4×5,8	20,8×64,0 5,2×6,4	15,0×76,0 5,0×7,6	23,2×60,0 5,8×6,0	21,6×64,0 5,4×6,4	28,0×60,0 5,6×6,0
9	26,4×72,0 6,6×8,0	18,0×60,0 6,0×6,0	19,2×48,0 4,8×8,0	15,6×54,0 5,2×5,4	20,8×64,0 5,2×6,4	24,8×60,0 6,2×8,0	15,6×76,0 5,2×7,6	24,0×74,0 6,0×7,4	19,2×60,0 6,4×6,0	28,0×64,0 7,0×6,4
0	18,0×72,6 6,0×6,6	17,4×64,0 5,8×6,4	20,0×78,0 5,0×7,8	19,8×76,0 6,6×7,6	17,4×64,0 5,8×8,0	23,2×74,0 5,8×7,4	20,8×78,0 5,2×7,8	25,6×74,0 6,4×7,4	20,0×78,0 5,0×7,8	17,4×62,4 5,8×7,8

*) Верхняя строка – размеры здания в плане (м).

**) Нижняя строка – сетка колонн (м).

Переменная нагрузка на междуэтажное перекрытие (кН/м²)

Таблица 1-2

Предпоследняя цифра шифра	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
0	6	8	10	7	9	5	7	10	8	6
1	8	6	8	10	7	10	5	7	6	8
2	10	10	5	5	6	7	9	5	10	9
3	7	5	7	9	8	9	6	9	5	5
4*	5	9	6	6	5	6	8	8	7	10

*) Если предпоследняя цифра шифра больше 4, то полезная нагрузка принимается по разности цифр N-5, где N – предпоследняя цифра шифра.

Количество этажей, высота этажа здания, район строительства и материалы

Таблица 1-3

Показатели	Последняя цифра шифра									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Число этажей	4	6	7	5	5	7	6	4	4	6
Высота этажа, м	4,2	4,8	3,6	5,4	3,0	3,3	4,8	4,2	4,5	3,6
Район строительства	Москва	Курск	Витебск	Минск	Брест	Киев	С.Петербург	Могилев	Гродно	Полоцк
Класс бетона	C ²⁰ / ₂₅	C ¹⁶ / ₂₀	C ¹² / ₁₅	C ²⁵ / ₃₀	C ¹² / ₁₅	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇	C ²⁰ / ₂₅	C ³⁰ / ₃₇	C ¹⁶ / ₂₀
Класс арматурной стали	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500	S400, S500
Класс по условиям эксплуатации	XC3	XC1	X0	XC3	XC1	XC2	XC3	XC1	XC1	X0

Приложение 2.

Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов

Таблица 2-1

Характеристики	Классы бетона по прочности на сжатие														
	C ⁸ /10	C ¹² /15	C ¹⁶ /20	C ²⁰ /25	C ²⁵ /30	C ³⁰ /37	C ³⁵ /45	C ⁴⁰ /50	C ⁴⁵ /55	C ⁵⁰ /60	C ⁵⁵ /67	C ⁶⁰ /75	C ⁷⁰ /85	C ⁸⁰ /95	C ⁹⁰ /105
f_{ck} (МПа)	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c,cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{ctm} (МПа)	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	0,84	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	1,56	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
ε_{cs1} (‰)	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
ε_{cu1} (‰)							-3,5				-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
ε_{cs2} (‰)						-2,0					-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
ε_{cu2} (‰)						-3,5					-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
η						2,0					1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
ε_{cs3} (‰)						-1,75					-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
ε_{cu3} (‰)						-3,5					-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6

Примечание: для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик из табл. 4.3 f_{ctm} , $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $K_f = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} f_{c,cube}^{0,5}$

Расчетные сопротивления и модуль упругости арматуры, МПа

Таблица 2-2

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	$k=f_{yk}/f_{yk}$	Нормативное сопротивление $f_{yk} (f_{02k})$, Н/мм ²	Расчетное сопротивление $f_{yd} (f_{02d})$, Н/мм ²	Расчетное сопротивление поперечной арматуры f_{ywd} , Н/мм ²	
S240	5,5-40	гладкая	1,08	240	218	174*	157
S400	6,0-40	периодич. профиля	1,05	400	367	290*	263
S500	4-5	гладкая и периодич. профиля	1,05	500	417	333*	300
	6-22	периодич. профиля	1,05	500	435	348*	313
S500	25-40	периодич. профиля	1,05	500	417	333	—

* Для случая применения в вязанных каркасах

Приложение 3.

Расчетные значения базовой длины анкеровки l_b/ϕ

Таблица 3-1

Класс арматуры	Класс бетона по прочности при сжатии								
	C ¹² / ₁₅	C ¹⁶ / ₂₀	C ²⁰ / ₂₅	C ²⁵ / ₃₀	C ³⁰ / ₃₇	C ⁴⁰ / ₄₅	C ⁴⁰ / ₅₀	C ⁴⁵ / ₅₅	C ⁵⁰ / ₆₀
S400	54	44	38	32	29	26	24	22	20.3
S500	66	54	47	40	36	32	30	27	25

Значения коэффициента φ

Таблица 3-2

$\lambda_l = l_{eff}/h$	θ_0/h						
	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0	0,94	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
8	0,92	0,88	0,78	0,67	0,56	0,46	0,36
10	0,92	0,87	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35
12	0,91	0,86	0,74	0,63	0,53	0,43	0,33
14	0,90	0,85	0,72	0,61	0,51	0,40	0,31
16	0,89	0,84	0,70	0,59	0,48	0,38	0,29
18	0,87	0,82	0,68	0,56	0,46	0,36	0,27
20	0,85	0,79	0,65	0,54	0,43	0,33	0,24
22	0,82	0,76	0,63	0,51	0,40	0,30	0,22
24	0,80	0,74	0,60	0,48	0,37	0,28	0,20

Значения ξ , η , α_m для расчета по прочности железобетонных элементов

Таблица 3-3

Расчетный параметр	Коэффициенты				Относительные деформации, ‰	
	$\xi = x/d$	$\omega_c \xi$	$\eta = z/d$	α_m	сжатия в бетоне ϵ_c (+)	растяжения в арматуре ϵ_{st} (+)
Область деформирования	2	3	4	5	6	7
Область 1а	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	10,0
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	10,0
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	10,0
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	10,0
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	10,0
	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	10,0
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	10,0
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	10,0
	Верхний предел для области 1а	0,167	0,111	0,938	0,104	2,00
Область 1б	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	10,0
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	10,0
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	10,0
	Верхний предел для области 1б	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50
Область 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96
	0,28	0,227	0,884	0,200	3,50	9,00
	0,30	0,243	0,875	0,213	3,50	8,17
	0,32	0,259	0,867	0,225	3,50	7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236	3,50	6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248	3,50	6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259	3,50	5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270	3,50	5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281	3,50	4,83
	0,44	0,356	0,817	0,291	3,50	4,45
	0,46	0,372	0,809	0,301	3,50	4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311	3,50	3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321	3,50	3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330	3,50	3,23
	0,54	0,437	0,775	0,339	3,50	2,98
	0,56	0,453	0,767	0,348	3,50	2,75
0,58	0,469	0,759	0,356	3,50	2,53	
0,60	0,486	0,750	0,364	3,50	2,33	
Граничное значение для области 2 при арматуре S400	0,657	0,532	0,727	0,387	3,50	1,825
Граничное значение для области 2 при арматуре S500	0,61	0,494	0,746	0,368	3,50	2,25

Приложение 4.

Сортамент горячекатаных арматурных стержней

Таблица 4-1

Номинал. диаметр, мм	Площадь поперечного сечения см ² , при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S800
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	•	•	•	
7	0,365	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	•	•	•	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	•	•	•	
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	•	•	•	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	•	•	•	•
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	•	•	•	•
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	•	•	•	•
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	•	•	•	•
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	•	•	•	•
20	3,142	6,28	9,41	12,55	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466	•	•	•	•
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	•	•	•	•
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853	•	•	•	
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834	•	•	•	
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313	•	•	•	
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	•	•	•	

Соотношения между диаметрами свариваемых стержней в сварных сетках и каркасах, изготовляемых с помощью точечной сварки

Таблица 4-2

Диаметр стержня одного направления, мм	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10

Коэффициент продольного изгиба арматуры

Таблица 4-3

l_0/i	Коэффициент φ_l			l_0/i	Коэффициент φ_l		
	S240	S400	S500		S240	S400	S500
0	1,0	1,0	1,0				
10	0,988	0,985	0,983	60	0,82	0,764	0,736
20	0,97	0,962	0,956	70	0,77	0,682	0,634
30	0,943	0,927	0,919	80	0,715	0,604	0,584
40	0,905	0,878	0,864	90	0,67	0,523	0,454
50	0,867	0,823	0,803	100	0,582	0,437	0,359

Учебное издание

Составители:

Малиновский Василий Николаевич
Шалобыта Николай Николаевич
Шалобыта Татьяна Петровна
Кривицкий Павел Васильевич

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СБОРНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПЕРЕКРЫТИЙ
МНОГОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Методические указания к выполнению
I курсового проекта по курсу
«Железобетонные конструкции»
специальности 70 02 01 дневной и заочной форм обучения

Ответственный за выпуск: *Шалобыта Н.Н.*

Редактор: *Строкач Т.В.*

Компьютерная вёрстка: *Боровикова Е.А.*

Корректор: *Никитчик Е.В.*

Подписано к печати 12.11.2009 г. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага «Снегурочка».

Уч. изд. л. 2,8. Усл. печ. л. 3,0. Заказ № *1033*. Тираж 150 экз.

Отпечатано на ризографе Учреждения образования
«Брестский государственный технический университет».

224017, г. Брест, ул. Московская, 267.