

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический
университет»

Кафедра строительных конструкций, оснований и фундаментов
имени профессора Ю. М. Борисова

25-2018

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ**

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

*к выполнению курсового проекта № 1
для студентов, обучающихся по направлению
08.03.01 "Строительство" и специальности 08.05.01 "Строительство уникальных
зданий и сооружений" всех форм обучения*

Воронеж 2018

УДК 624.012.35

ББК 38.53

Составители: канд техн наук., доц. А.Э. Поликутин, канд. техн. наук, доц. Д.В. Панфилов, асп. М.М. Окунев, асп. П.А. Зябухин

Железобетонные и каменные конструкции многоэтажного здания: методические указания к выполнению курсового проекта № 1 для студентов, обучающихся по направлению 08.03.01 "Строительство" и специальности 08.05.01 "Строительство уникальных зданий и сооружений" всех форм обучения / ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический университет»; сост.: А.Э. Поликутин, Д.В. Панфилов, М.М. Окунев, П.А. Зябухин –Воронеж, 2018 – 50 с.

Рассмотрена последовательность выполнения курсового проекта. Даны указания по выбору конструктивной схемы здания. Приводится методика проектирования железобетонных и каменных конструкций. Указаны способы определения усилий, подбора поперечного сечения и конструирования железобетонных конструкций многоэтажного здания, а также требования к составу и объему курсового проекта и некоторые справочные данные для проектирования и расчета конструкций.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлению 08.03.01 "Строительство" и специальности 08.05.01 "Строительство уникальных зданий и сооружений" всех форм обучения.

Ил. 30. Табл. 8. Библиогр.: 9 назв.

УДК 624.012.35

ББК 38.53

Рецензент канд. техн. наук, доц. С. Н. Колодежнов

Печатается по решению учебно-методического совета ВГТУ

© ФГБОУ ВО «Воронежский
государственный технический
университет», 2018

ВВЕДЕНИЕ

Курсовой проект №1 предусматривает проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания жесткой конструктивной схемы с внутренним железобетонным каркасом и кирпичными наружными стенами.

Последовательность изложения материала в методическом указании соответствует поэтапному выполнению курсового проекта.

В каждом разделе методического указания приводятся необходимые указания по расчету железобетонных конструкций по первой группе предельных состояний в строгом соответствии с действующими нормативными документами.

В приложениях приведены необходимые справочные данные для расчета железобетонных и каменных конструкций.

Целью курсового проекта является освоение методики расчета и конструирования элементов многоэтажного здания в монолитном и сборном вариантах.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

- разработать конструктивно-компоновочные решения многоэтажных зданий с использованием монолитных и сборных несущих конструкций;
- назначить материалы конструкций;
- определить нагрузки, действующие на элементы здания, вычислить внутренние усилия;
- рассчитать и сконструировать элементы здания в зависимости от варианта исполнения конструкций (монолитные или сборные);
- разработать рабочие чертежи основных несущих элементов конструкций.

В курсовом проекте №1 расчет выполняется по I группе предельных состояний, подбираются размеры поперечного сечения элементов и требуемая площадь арматуры (по прочности).

При реальном проектировании конструкции рассчитываются, в том числе, и по II группе предельных состояний, то есть по образованию и ширине раскрытия трещин, по прогибам (деформациям).

В курсовом проекте будут рассмотрены и рассчитаны следующие конструкции:

1. В монолитном исполнении – железобетонное ребристое перекрытие:
 - монолитная плита перекрытия;
 - монолитная второстепенная балка перекрытия.
2. В сборном исполнении – сборное железобетонное перекрытие:
 - сборная плита перекрытия (различного поперечного сечения – указано в задании);
 - сборный железобетонный ригель (различного поперечного сечения – указано в задании);
3. Железобетонная колонна;
4. Столбчатый фундамент под колонну;
5. Кирпичный простенок первого этажа здания.

Графическая часть проекта должна состоять из трех листов формата А2, выполненных в соответствии с требованиями государственных стандартов.

Курсовой проект выполняется на основании задания, выданного преподавателем.

В тексте методического указания приведены авторские рисунки.

1. МОНОЛИТНОЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ

1.1. Компоновка перекрытия

По заданной сетке осей здания принимается расположение главных и второстепенных балок в перекрытии (продольное или поперечное). Требуется установить шаг второстепенных балок. Учитывая, что наибольший расход материалов в железобетонном монолитном перекрытии идет на плиту, целесообразно толщину плиты проектировать минимальной: для производственных зданий – 60 мм, для гражданских – 50 мм. Функциональное назначение здания (производственное или гражданское) принимаем по весу конструкции пола, который указан в задании на выполнение курсового проекта. Считаем, что если вес конструкции пола составляет 1.2 кН/м^2 и более, то здание является промышленным. Если нагрузка менее установленного выше значения, то здание – гражданское.

Расчет и компоновку железобетонного монолитного перекрытия начинаем с таблицы сбора нагрузок, действующих на 1 м^2 перекрытия (таблица 1.1).

Таблица 1.1

Сбор нагрузок на 1 м^2 монолитного перекрытия

№ п.п.	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коэф. надёжности по нагрузке, γ_f	Коэф. надёжности по ответственности здания, γ_n	Расчётная нагрузка, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1	Постоянная нагрузка:				
	а) вес конструкции пола;	g_{n1}	γ_{f1}	γ_{n1}	g_1
	б) собственный вес монолитной железобетонной плиты толщиной 50 или 60 мм	g_{n2}	γ_{f2}	γ_{n2}	g_2
	Итого постоянная нагрузка	$\sum g_{ni}$			$\sum g_i$
2	Временная нагрузка	v_n	γ_{f3}	γ_{n3}	v
	Итого временная нагрузка	v_n			v
	Итого полная нагрузка	$\sum g_{ni} + v_n$			$\sum g_i + v$

Коэффициенты надёжности по ответственности здания γ_n в таблице 1.1 принимаются в соответствии с [2].

Коэффициенты надёжности по нагрузке γ_f в таблице 1.1 принимаются в соответствии с п.7.2 и п.8.2.2 [1].

Расположение главных балок назначается вдоль цифровых или буквенных осей. Второстепенные балки располагаются в перпендикулярном направлении главным балкам по осям, а также дополнительно между осей (рис 1.1). Длину опирания главных и второстепенных балок на наружные кирпичные стены принимают 200 мм .

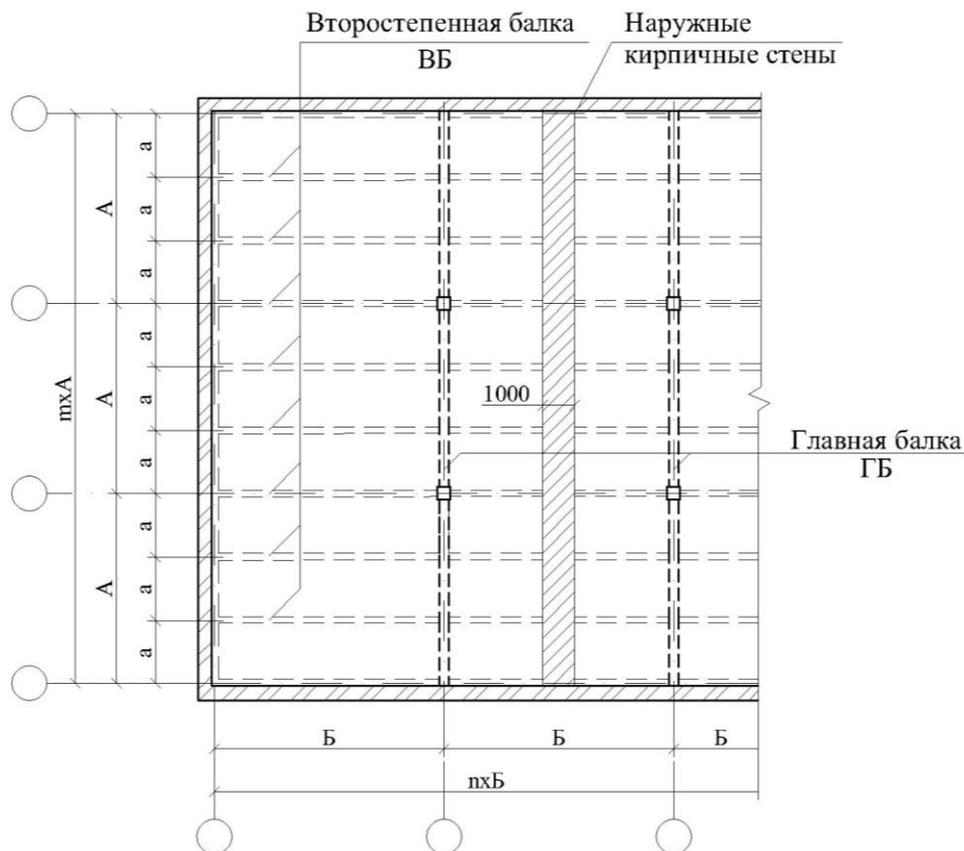


Рис. 1.1. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия

Дополнительные второстепенные балки устанавливаются с таким расчетом, чтобы плита перекрытия была разделена на ячейки с отношением сторон более 2...2.5. Такая плита является балочной, то есть работает как балка в коротком направлении.

Принимаем шаг второстепенных балок a (b) с округлением до целого значения путем деления расстояния A (B) – пролета на равные доли. Количество балок назначаем не менее 2-х в пролете и с шагом не менее 1 м.

После назначения шага второстепенных балок определяем длину средних расчётных пролётов плиты, который равен расстоянию в свету между гранями рёбер второстепенных балок (рис. 1.2). Для этого принимаем ширину второстепенных балок 200 мм. Длину крайних пролетов принимаем равным расстоянию от боковой поверхности второстепенной балки до центра тяжести эпюры давления плиты на наружную кирпичную стену. Длина опирания плиты на стену принимается равной 120 мм (рис. 1.2)

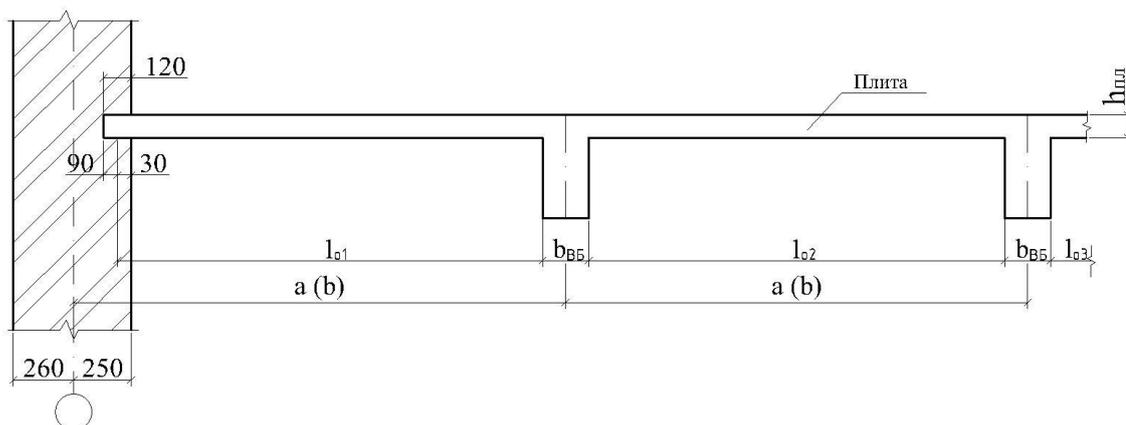


Рис. 1.2.. К назначению расчетных пролетов монолитной плиты перекрытия

1.2. Монолитная железобетонная плита

Расчетную схему плиты представляют пятипролетной неразрезной балкой (рис. 1.3).

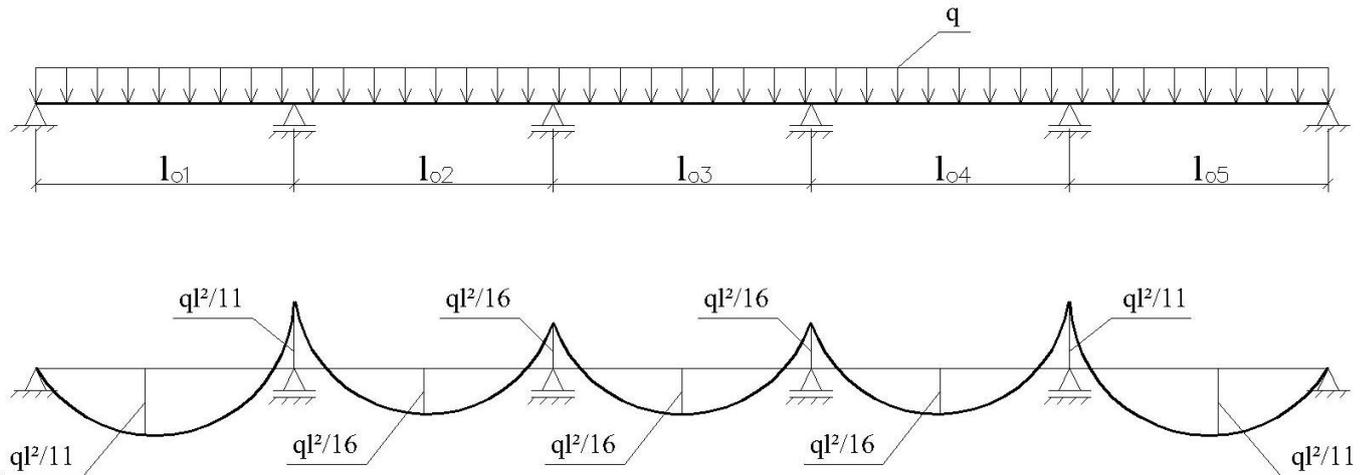


Рис. 1.3. Расчетная схема монолитной плиты перекрытия

Для удобства расчета из плиты вырезаем полосу шириной 1 м. (рис. 1.1). То есть плиту рассчитываем как балку с высотой поперечного сечения равной толщине плиты и с шириной поперечного сечения l м. Нагрузка на расчетную полосу плиты перекрытия шириной l м принимается равной полной расчетной нагрузке из таблицы 1.1.

Вычисляем изгибающие моменты в крайнем пролете - M_1 и у первой промежуточной опоры - M_{12} , а также в средних пролетах - M_2 и у средних опор - M_{23} :

$$M_1 = M_{12} = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11}, \quad (1)$$

$$M_2 = M_{23} = \frac{q \cdot l_{02}^2}{16}. \quad (2)$$

По найденным изгибающим моментам далее находятся значения коэффициентов:

$$\alpha_{m1} = \alpha_{m12} = \frac{M_{12}}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (3)$$

$$\alpha_{m2} = \alpha_{m23} = \frac{M_{23}}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (4)$$

где b – расчетная ширина плиты, равная 1 м;

γ_{b1} – коэффициент, учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки. Для продолжительного (длительного) действия нагрузки $\gamma_{b1}=0.9$ (согласно п. 6.1.12 [4]).

По Приложению или по [3] находятся значения коэффициентов $\zeta_1=\zeta_{12}$ и $\zeta_2=\zeta_{23}$.

Определяем требуемую площадь поперечного сечения рабочей продольной растянутой арматуры плиты на 1 м. ширины плиты:

$$A_{S1} = A_{S12} = \frac{M_{12}}{\zeta_{12} \cdot R_s \cdot h_0} \quad (5)$$

$$A_{S2} = A_{S23} = \frac{M_{23}}{\zeta_{23} \cdot R_s \cdot h_0} \quad (6)$$

Монолитную плиту перекрытия армируем сварными рулонными сетками (арматура класса *B500C* диаметром 4-12 мм). В рамках курсового проектирования принимаем диаметр арматуры *B500C* – 4-5мм.

По требуемой площади поперечного сечения $A_{s2}=A_{s23}$ подбирается сварная сетка (*C1*) для среднего пролета с продольной рабочей арматурой при стандартном шаге стержней 100 мм, 150 мм, 200 мм. Принятая рулонная сетка разворачивается поперек второстепенных балок и располагается в нижней части плиты в пролёте с защитным слоем 15 мм. Вблизи промежуточных опор на участках длиной $0,25l$ с обеих сторон от второстепенных балок она отгибается под углом 45° в верхнюю растянутую зону плиты, а у крайней опоры – на участке длиной $l/6$ пролета. Сетка продлевается в крайние пролеты. Для обеспечения требуемой площади поперечного сечения арматуры в крайних пролетах и над первой промежуточной опорой подбирается добавочная сварная арматурная сетка площадью поперечного сечения ΔA_s . В этой сетке площадь поперечного сечения продольной рабочей арматуры устанавливается по разности между требуемой площадью сечения арматуры в крайнем пролёте A_{s12} и фактической площадью сечения арматуры в среднем пролете, т.е. $A_{s34}^{факт}$.

Площадь поперечного сечения добавочной сетки: $\Delta A_s = A_{s12} - A_{s34}^{факт}$.

Эту сетку устанавливаем над основной сеткой у первой промежуточной опоры и в крайнем пролете плиты.

В курсовом проекте условное обозначение сетки (рис. 1.4) принимаем по ГОСТ 23279-2012:

$$xC \frac{d}{d_1} b \times l \times \frac{a_1}{a},$$

где x – обозначение типа сетки (в курсовом проекте принимаем сетку типа *4C* – легкая сетка);

C – обозначение наименования сварной сетки (возможно применение обозначения *Cp* – сетка сварная рулонная);

d, d_1 – диаметры продольных и поперечных стержней соответственно с указанием класса арматурной стали и шага стержней;

b, l – ширина и длина сетки в см;

a_1 – значение выпусков продольных стержней, мм;

a – значение выпусков поперечных стержней, мм.

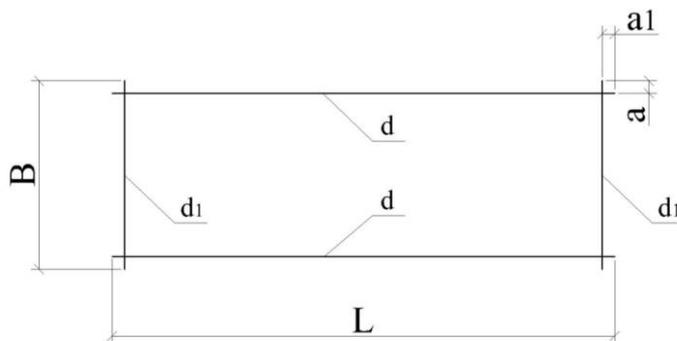


Рис. 1.4. К условному обозначению сварной сетки

Для сеток с доборным шагом – над чертой или под чертой соответственно – значения доборного шага продольных или поперечных стержней в мм (в скобках).

Для легких сеток доборный шаг продольных стержней принимают от 50 мм до размера основного шага, кратным 10 мм у края сетки. Доборный шаг поперечных стержней принимают от 50 до 250 мм, кратным 10 мм.

Значения выпусков должны быть кратные 5 мм, но не более 50 мм.

Пример условного обозначения сварной сетки:

$$4C \frac{4B500C - 100}{4B500C - 250} 255 \times 605 \times \frac{25}{25}$$

или

$$4C \frac{4B500C - 200(100)}{4B500C - 250} 255 \times 605 \times \frac{25}{25}.$$

В рамках курсового проектирования обозначение сетки под чертой (поперечные (распределительные) стержни сетки) у всех будет одинаковое.

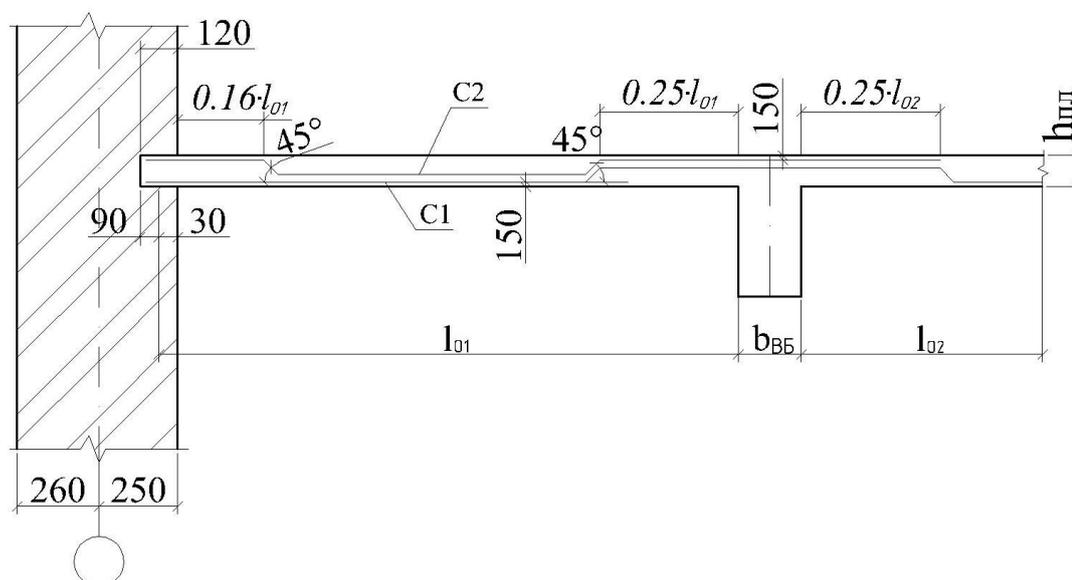


Рис. 1.5. Армирование монолитной плиты перекрытия

Для соединения ненапрягаемой арматуры принимают один из типов стыков согласно пп.10.3.29-10.3.30 [4].

Стыки растянутой или сжатой арматуры должны иметь длину перепуска (нахлестки) не менее значения длины l_l , определяемого по формуле:

$$l_l = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \quad (7)$$

где $A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ - площади поперечного сечения арматуры, требуемая по расчету и фактически установленная соответственно;

α - коэффициент, учитывающий влияние напряженного состояния арматуры, конструктивного решения элемента в зоне соединения стержней, количества стыкуемой арматуры в одном сечении по отношению к общему количеству арматуры в этом сечении, расстояния между стыкуемыми стержнями;

$l_{0,an}$ - базовая длина анкеровки, определяемая по формуле:

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s}, \quad (8)$$

где A_s и u_s – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки:

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}, \quad (9)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры. Для арматуры класса *B500C* принимаем равным *1.5*;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры. Для арматуры класса *B500C* диаметром *4-6 мм* принимаем равным *1.0*.

При соединении арматуры периодического профиля с прямыми концами, а также гладких стержней с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств коэффициент α для растянутой арматуры принимают равным *1.2*, а для сжатой арматуры – *0.9*. При этом должны быть соблюдены следующие условия:

- относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей растянутой арматуры периодического профиля должно быть не более *50%*, гладкой арматуры (с крюками или петлями) - не более *25%*;

- усилие, воспринимаемое всей поперечной арматурой, поставленной в пределах стыка, должно быть не менее половины усилия, воспринимаемого стыкуемой в одном расчетном сечении элемента растянутой рабочей арматурой;

- расстояние между стыкуемыми рабочими стержнями арматуры не должно превышать $4d_s$;

- расстояние между соседними стыками внахлестку (по ширине железобетонного элемента) должно быть не менее $2d_s$ и не менее *30 мм*.

В качестве одного расчетного сечения элемента, рассматриваемого для определения относительного количества стыкуемой арматуры в одном сечении, принимают участок элемента вдоль стыкуемой арматуры длиной $1.3l_l$. Считается, что стыки арматуры расположены в одном расчетном сечении, если центры этих стыков находятся в пределах длины этого участка.

Допускается увеличивать относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей растянутой арматуры до *100%*, принимая значение коэффициента α равным *2.0*. При относительном количестве стыкуемой в одном расчетном сечении арматуры периодического профиля более *50%* и гладкой арматуры более *25%* значения коэффициента α определяют по линейной интерполяции.

В любом случае фактическая длина перепуска должна быть не менее $0.4\alpha l_{0,an}$, не менее $20d_s$ и не менее *250 мм*.

Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры (рис. 1.6) из гладкой арматуры класса *B500C* должны выполняться таким образом, чтобы в каждой из стыкуемых в растянутой зоне сеток на длине нахлестки располагалось не менее двух поперечных стержней, приваренных ко всем продольным стержням сеток.

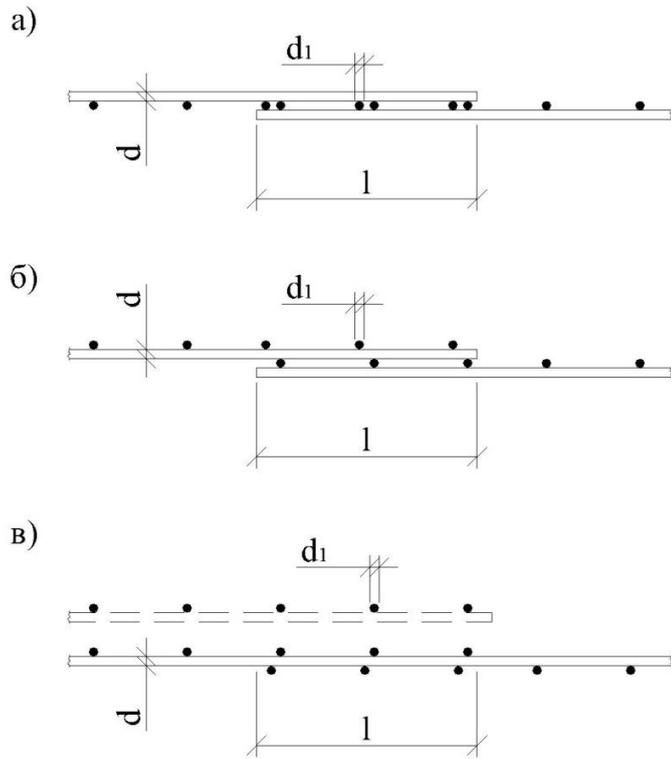


Рис. 1.6. Стыки сварных сеток «внахлестку» (без сварки) в направлении рабочей арматуры, выполненной из гладких стержней

а) – при поперечных стержнях, расположенных в одной плоскости; б), в) – то же, в разных плоскостях

Стыки сварных сеток в нерабочем направлении (рис. 1.7) выполняются «внахлестку» с перепуском (считая между крайними рабочими стержнями сетки) при диаметре распределительной (поперечной) арматуры:

- до 4 мм включительно – на 50 мм;
- свыше 4 мм – на 100 мм.

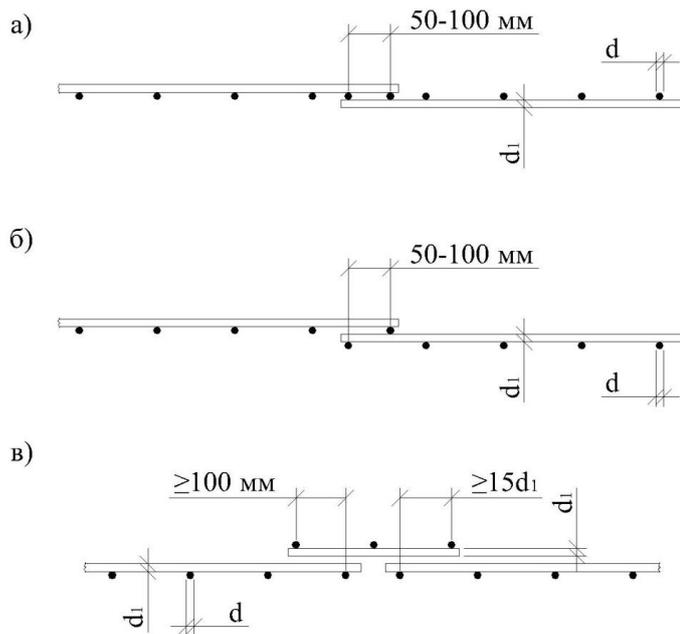


Рис. 1.7. Стыки сварных сеток в направлении поперечной (распределительной) арматуры

а) – стык «внахлестку» с расположением рабочих стержней в одной плоскости; б) – то же, с расположением рабочих стержней в разных плоскостях; в) – стык «впритык» с наложением дополнительной стыковой сетки

1.3. Монолитная второстепенная балка

Длина пролетов второстепенной балки определяется заданным расстоянием между осями колонн, по которым расположены главные балки. Назначив ширину главной балки 200...250 мм и длину опирания на наружную кирпичную стену 200 мм, длина средних пролетов определяется путем вычитания из расстояния между осями колонн или главных балок ширины сечения главной балки. Длину крайних пролетов определяют по расстоянию от центра тяжести эпюры давления опорной части балки на стене до боковой поверхности главной балки (рис. 1.8).

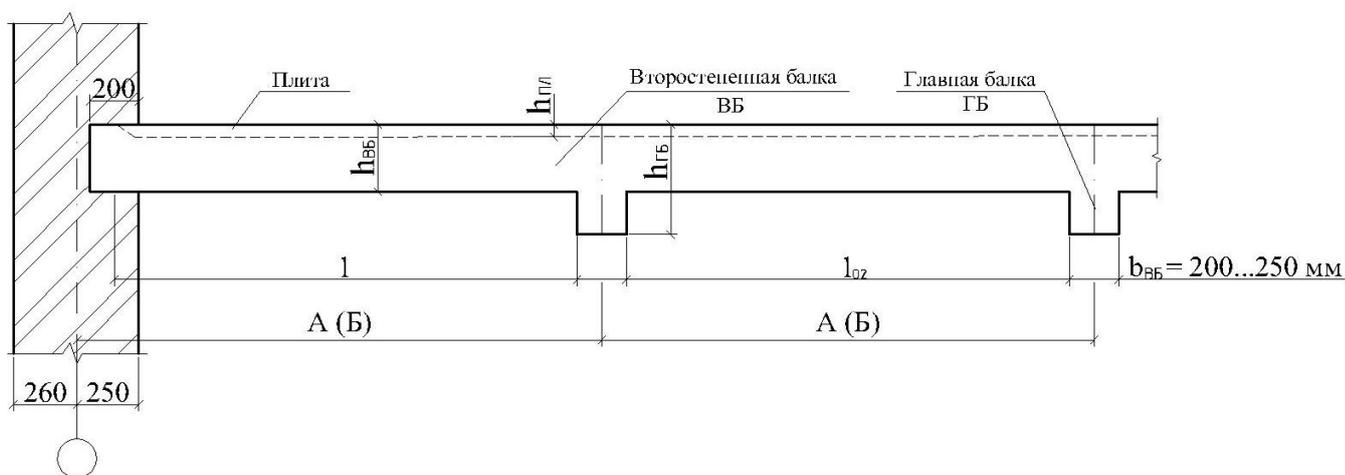


Рис. 1.8. Схема назначения расчетных пролетов второстепенных балок

Для расчета второстепенной балки определяется нагрузка с грузовой полосы, ограниченной серединами пролетов плиты, прилегающих к данной балке (рис. 1.9). Необходимо назначить размеры поперечного сечения второстепенной балки. Принимаем высоту и ширину балки:

$$h_{вб} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) \cdot l_0;$$

$$b_{вб} = \frac{1}{2} \div \frac{1}{3} h_{вб}.$$

Нагрузка на 1 п.м. второстепенной балки (с учетом ее грузовой площади, рис. 1.9) определяется в табличной форме (таблица 1.2).

Для определения значений постоянных и временной нагрузки на 1 п.м. второстепенной балки необходимо умножать их величины на ширину грузовой полосы, выделенной для второстепенной балки (рис. 1.9).

Расчётная схема второстепенной балки – многопролётная неразрезная балка с числом пролетов, равным фактическому их количеству в перекрытии, либо пятипролётная, если фактическое количество пролётов у второстепенной балки больше 5 (рис. 1.10).

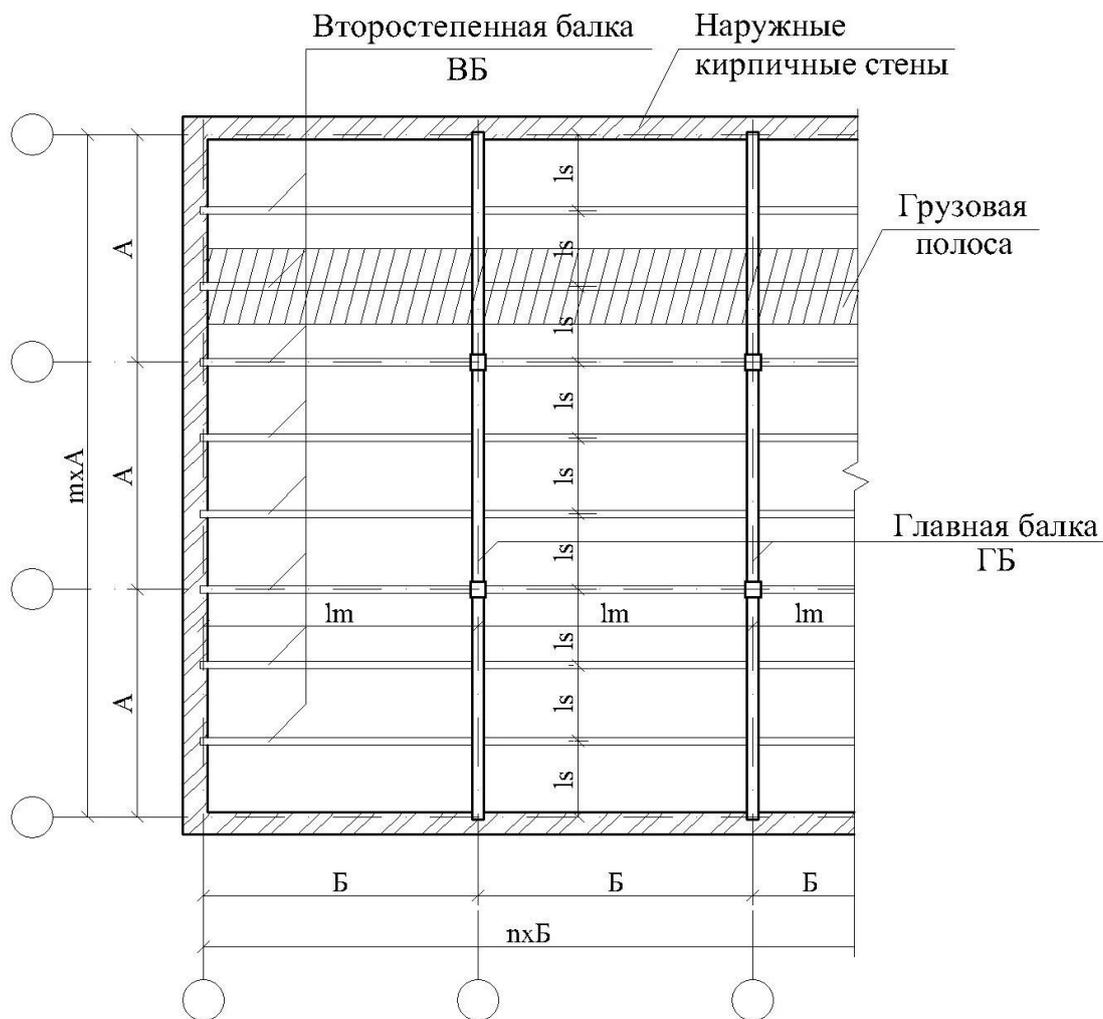


Рис. 1.9. Схема здания с монолитным перекрытием к расчету второстепенной балки

Таблица 1.2

Сбор нагрузок на 1 п.м. второстепенной балки

№ п.п.	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\frac{кН}{м}$	Коэф. надёжности по нагрузке, γ_f	Коэф. надёжности по ответственности здания, γ_n	Расчётная нагрузка, $\frac{кН}{м}$
1	Постоянная нагрузка:				
	а) вес конструкции пола;	g_{n1}	γ_{f1}	γ_{n1}	g_1
	б) собственный вес монолитной железобетонной плиты	g_{n2}	γ_{f2}	γ_{n2}	g_2
	в) собственный вес монолитной второстепенной балки	g_{n3}	γ_{f3}	γ_{n3}	g_3
	Итого постоянная нагрузка	$\sum g_{ni}$			$\sum g_i$
2	Временная нагрузка	v_n	γ_{f4}	γ_{n4}	v
	Итого временная нагрузка	v_n			v
	Итого полная нагрузка	$\sum g_{ni} + v_n$			$\sum g_i + v$

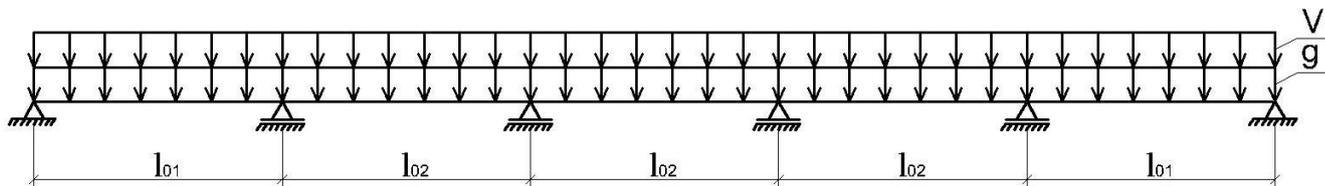


Рис. 1.10. Расчетная схема второстепенной балки

Постоянная и временная нагрузки на второстепенную балку должны рассматриваться в таких сочетаниях, при которых выявляются наибольшие положительные и отрицательные изгибающие моменты в пределах каждого пролёта. Для этого строится объемлющая эпюра моментов. Упрощенное правило построения объемлющих эпюр моментов состоит в том, чтобы сначала получить эпюру моментов от сочетания постоянной нагрузки во всех пролётах с временной нагрузкой в нечетных пролётах, затем от сочетания постоянной нагрузки с временной в чётных пролетах. После этого от сочетания постоянной нагрузки во всех пролетах с временной только в двух соседних (в первом и во втором) пролетах (рис. 1.11). При расчёте второстепенной балки такая комбинация нагрузок не отражает влияние главных балок на поворот опорного сечения второстепенной балки. Для учёта указанного влияния рекомендуется в каждом сочетании на расчётной схеме второстепенной балки в пролётах свободных от временной нагрузки оставлять её четверть.

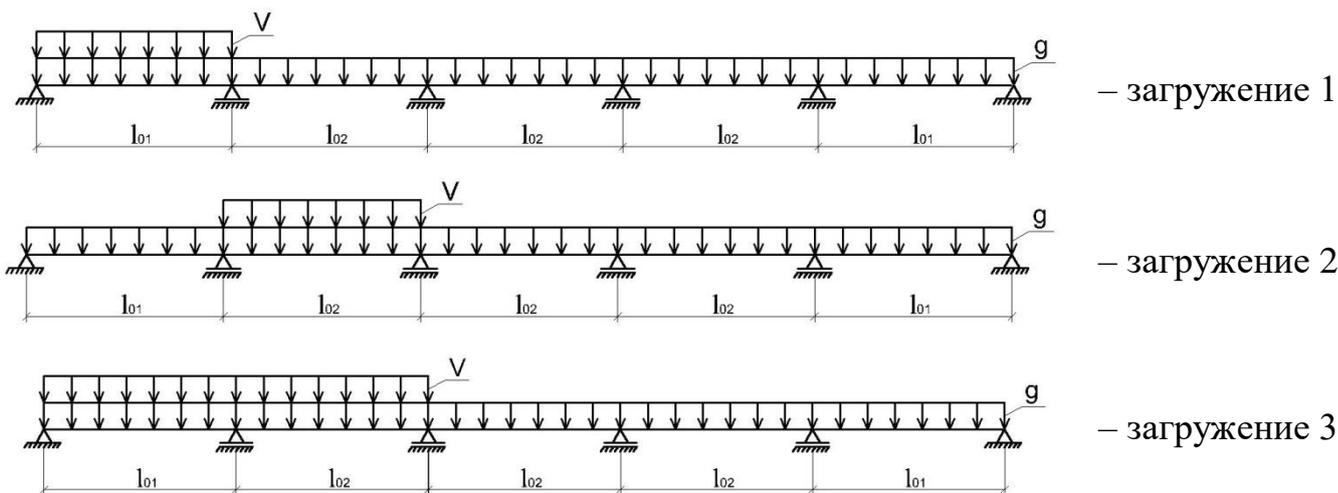


Рис. 1.11. Схемы загрузки второстепенных балок

Далее необходимо построить эпюры изгибающих моментов от всех загрузок. Наложив друг на друга все эпюры необходимо обвести их максимальные значения и получить прерывистую объемлющую эпюру моментов (рис. 1.12).

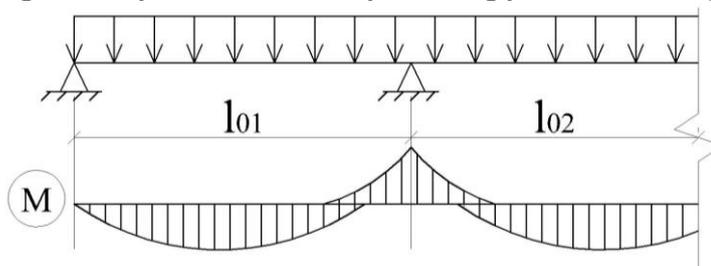


Рис. 1.12. – Пример объемлющей эпюры моментов

После построения объемлющей эпюры моментов необходимо рассчитать второстепенную балку (определить площадь поперечного сечения продольного армирования) в трех сечениях по длине: 1-1, 2-2 и 3-3 (рис. 1.13).

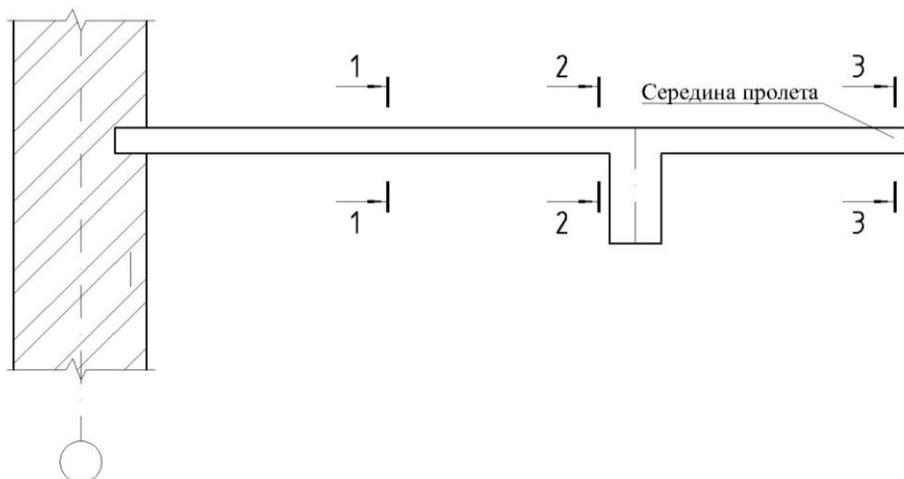


Рис. 1.13. Расчетные сечения второстепенной балки

Для таврового поперечного сечения с полкой в сжатой зоне (рис. 1.14,а) по максимальным изгибающим моментам положительного знака M_1 в середине первого пролета и M_2 в середине второго определяется требуемое поперечное сечение продольной арматуры в растянутой зоне A_s . При этом значение b'_f равно шагу второстепенной балки, но с учетом требований [4]. В предположении $x \leq h'_f$ (тогда считая поперечное сечение прямоугольным шириной b'_f) вычисляется:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} \quad (10)$$

Полученное значение α_m позволяет определить значение коэффициентов ζ и ξ по приложению.

Если подтверждается, что $x \leq h'_f$, то:

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} \quad (11)$$

В случае если окажется, что $x > h'_f$, то необходимо рассчитать тавровое поперечное сечение с учетом сжатого бетона в ребре.

По найденным значениям требуемой площади поперечного сечения арматуры в первом и втором пролетах принимаются от трех до шести стержней диаметром не менее 10 мм.

Для опорного сечения аналогичный расчет выполняется с учетом ширины сжатой зоны, равной ширине ребра (рис. 1.14,б):

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} \quad (12)$$

Далее площадь поперечного сечения продольной арматуры определяется по формуле (11).

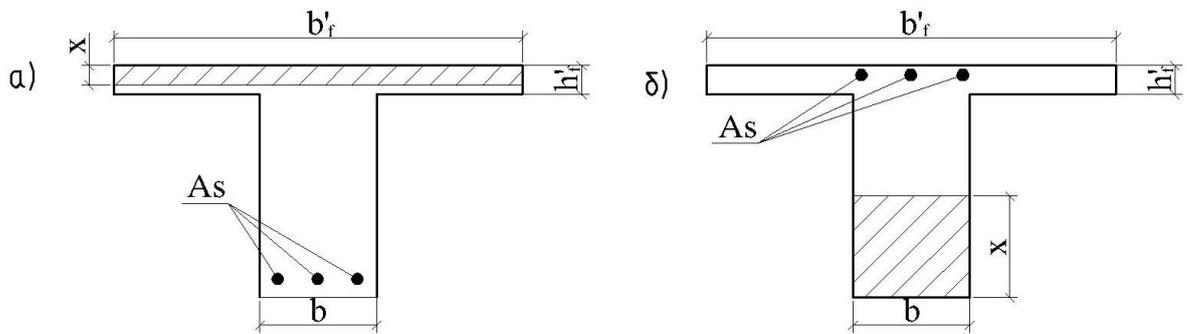


Рис. 1.14. Расчетные поперечные сечения второстепенной балки. а) в пролете, б) на опоре

Арматуру, как правило, принимаемую из стержней того же диаметра, что и для пролетов, располагают над опорами в верхней части балки с соблюдением необходимых конструктивных требований по толщине защитного слоя бетона и минимального расстояния между продольными стержнями арматуры [4].

Балку предполагается армировать отдельными стержнями, объединяя их хомутами в каркасы. Конструирование арматуры в балке выполняется с учетом эпюры материалов. При этом необходимо иметь представление о расположении поперечной арматуры по длине пролетов, что обосновывается расчетом прочности наклонных сечений.

Определение значений поперечных сил выполняется на основе расчета второстепенной балки на ЭВМ в любом программном комплексе, либо аналитическим методом по формулам (13) – (15):

- у крайней опоры справа:

$$Q_A^{np} = 0.4 \cdot (g + v) \cdot l_0; \quad (13)$$

- у первой промежуточной опоры слева:

$$Q_B^{лев} = 0.6 \cdot (g + v) \cdot l_0; \quad (14)$$

- у первой промежуточной опоры справа:

$$Q_B^{np} = 0.5 \cdot (g + v) \cdot l_0. \quad (15)$$

На максимальную поперечную силу рассчитывается прочность балки по наклонному сечению на первой опоре и на второй опоре (слева и справа). Сначала проверяется прочность на действие главных сжимающих напряжений (прочность по бетонной полосе между наклонными трещинами):

$$Q \leq \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (16)$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении элемента;

φ_{b1} – коэффициент, принимаемый равным 0.3.

Как правило, условие (16) при размерах поперечного сечения второстепенной балки b и h_0 , принятых из расчета прочности нормального сечения, обеспечивается.

В случае необеспечения прочности наклонного сечения необходимо увеличить класс бетона v или h . При этом необходимо пересчитать прочность нормальных сечений.

Выполнение условия прочности (16) позволяет перейти к расчету наклонного сечения на действие главных растягивающих напряжений и этим расчетом обосновать поперечное армирование второстепенной балки (расчет по наклонным сечениям на действие поперечных сил):

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (17)$$

где Q – поперечная сила в наклонном сечении элемента с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом учитывают наиболее опасное загрузение в пределах наклонного сечения;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Зададимся шагом поперечных стержней согласно конструктивным требованиям [4]. Диаметр поперечной арматуры в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают не менее 6 мм.

На приопорных участках длиной $0.25l$ в железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом S , исходя из условия (18):

$$S \leq \begin{cases} 0.5h_0 \\ 300 \text{ мм} \end{cases}. \quad (18)$$

В балках высотой 150 мм и более на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном (в том числе в средней части балки), следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом S , исходя из условия (19):

$$S \leq \begin{cases} 0.75h_0 \\ 500 \text{ мм} \end{cases}. \quad (19)$$

Шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, $\frac{s_w}{h_0}$ должен быть не больше значения (20):

$$\frac{s_{w,\max}}{h_0} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}{Q}. \quad (20)$$

Поперечную силу Q_b определяют по формуле (21):

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0^2}{C}, \quad (21)$$

где φ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1.5 .

C – длина проекции наклонного сечения на горизонтальную плоскость.

Расчет производим для ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения C . Принимаем C не менее h_0 и не более $2h_0$.

Значение Q_b принимаем не более $2.5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ и не менее $0.5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$.

Усилие Q_{sw} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле (22):

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C, \quad (22)$$

где φ_{sw} – коэффициент, принимаемый равным 0.75 .

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента определяют по формуле (23):

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S}, \quad (23)$$

где A_{sw} – площадь поперечного сечения поперечной арматуры, определенная с учетом количества поперечных стержней в поперечном сечении элемента;

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;

S – шаг поперечной арматуры.

В качестве поперечной арматуры второстепенной балки принимаются двухветвевые хомуты, установленные с шагом S . В соответствии с этим, в формуле (23) принимается площадь поперечного сечения поперечной арматуры, умноженная на 2.

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие (24):

$$q_{sw} \geq 0.25R_{bt} \cdot b. \quad (24)$$

Можно учитывать поперечную арматуру и при невыполнении условия (24), если в условии прочности (17) принимать:

$$Q_B = \frac{4 \cdot \varphi_{b2} \cdot h_0^2 \cdot q_{sw}}{C}. \quad (25)$$

Допускается производить расчет наклонных сечений, не рассматривая наклонные сечения при определении поперечной силы от внешней нагрузки, из условия (26):

$$Q_l \leq Q_{bl} + Q_{sw,l}, \quad (26)$$

Q_{bl} – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в нормальном сечении от внешней нагрузки;

$Q_{sw,l}$ – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в нормальном сечении.

$$Q_{bl} = 0.5R_{bt} \cdot \gamma_{bl} \cdot b \cdot h_0, \quad (27)$$

$$Q_{sw,l} = q_{sw} \cdot h_0. \quad (28)$$

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q_l , вблизи опоры на расстоянии a менее $2.5h_0$ расчет из условия (26) производят, умножая значения Q_{bl} , определяемые по формуле (27), на коэффициент равный $\frac{2.5}{a/h_0}$, но принимают значение Q_{bl} не более $2.5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$.

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q_l , на расстоянии a менее h_0 расчет из условия (26) производят, умножая значение $Q_{sw,l}$, определяемое по формуле (28), на коэффициент, равный a/h_0 .

При несоблюдении условия прочности (17) необходимо изменить класс арматуры, шаг или диаметр поперечных стержней.

Принципы конструирования второстепенной балки

Установку продольных и поперечных стержней (хомутов) второстепенной балки необходимо выполнять с соблюдением конструктивных требований к толщине защитного слоя бетона, расстоянию между стержнями продольной и поперечной арматур, а также других требований по армированию железобетонных элементов, изложенных в [4].

С целью экономии продольной арматуры необходимо построить эпюру материалов. Для этого на объемлющей эпюре моментов ординаты M_{ui} в расчетных сечениях делят на доли, соответствующие долям каждого из принятых арматурных стержней. При этом разница между площадью сечения арматуры требуемой и фактически принятой должна отражаться разницей ординат моментов объемлющей эпюры и эпюры материалов, т.е. эпюрой изгибающих моментов при фактическом армировании.

Места теоретического обрыва стержней находят графическим построением эпюры материалов, получая точки пересечения кривой объемлющей эпюры моментов с линиями разграничения долей арматурных стержней.

Вместо обрыва часть стержней в первом и во втором пролетах можно завести на опору для восприятия отрицательных моментов. Стержни отгибают под углом 45° там, где они не требуются по расчету (по мере приближения к опоре).

До опоры доводим минимум два стержня или не менее 50% от общей площади поперечного сечения арматуры. В верхней части балки (в пролете) устанавливаем конструктивную арматуру в виде непрерывного стержня (в этой части допускается рабочий стык арматуры). Этим стержней должно быть минимум два и диаметром не менее 10 мм. Данные стержни могут быть использованы для восприятия растягивающих напряжений от опорных моментов отрицательного знака. Если они используются только конструктивно, то в эпюру материалов они не включаются. Рабочую арматуру желательно располагать по наиболее простым схемам и в один ряд.

Для построения эпюры материалов вычисляется коэффициент ζ :

$$\zeta = \frac{R_s \cdot A_s^{\text{факт}}}{R_b \cdot b(\text{или } b'_f) \cdot h_0 \cdot \gamma_{bl}}, \quad (29)$$

где $A_s^{\text{факт}}$ – площадь поперечного сечения фактически установленной арматуры.

По приложению находим значения коэффициента ζ .

Величина изгибающего момента, воспринимаемая поперечным сечением балки с фактически установленной площадью поперечного сечения продольной арматуры, вычисляется по формуле (30):

$$M_u = R_s \cdot A_s^{\text{факт}} \cdot \zeta \cdot h_0 \quad (30)$$

Ордината эпюры моментов, т.е. та доля изгибающего момента M_u , которая воспринимается конкретным продольным стержнем арматуры, установленным в поперечном сечении, определяется по формуле (31):

$$M_{ui} = M_u \cdot \frac{A_{si}^{\text{факт}}}{A_s^{\text{факт}}}, \quad (31)$$

где $A_{si}^{факт}$ – площадь поперечного сечения отдельного стержня (стержней) арматуры, фактически установленного в поперечном сечении.

После построения эпюры материалов и для найденной точки теоретического обрыва отдельного стержня определяют величину поперечной силы Q_i и вычисляют длину анкеровки стержня (длину заведения стержня за точку теоретического обрыва):

$$W_i = \frac{Q_i}{2q_{sw}} + 5d = \frac{Q_i \cdot s}{2R_{sw} \cdot A_{sw}} > 20d \quad (32)$$

где q_{sw} определяется по данным интенсивности поперечного армирования в зоне W ; d – диаметр обрываемого стержня.

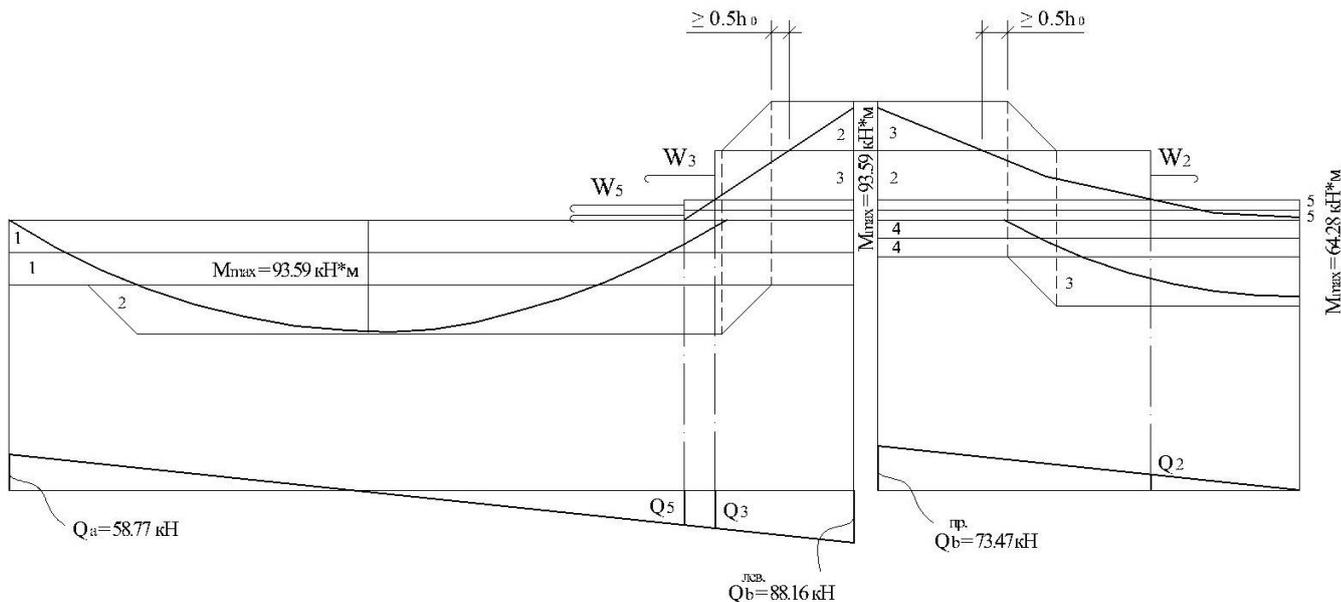


Рис. 1.15. Пример совмещенной объемлющей эпюры моментов и эпюры материалов

В зоне действия изгибающих моментов отрицательного знака ближайšie к опоре отгибы должны начинаться на расстоянии не ближе $0.5h_0$ от сечения, где стержни полностью используются по прочности.

2. СБОРНОЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ

2.1. Компоновка перекрытия

Расстояния между осями, указанные в задании, определяют положение колонн каркасного здания. Панельно-балочное перекрытие в рамках курсового проекта проектируется с расположением ригеля поперек здания. Жесткое сопряжение ригеля с колоннами, принимаемое в проекте, позволяет образовать рамы каркаса без дополнительных связей поперек здания.

При выборе компоновочного решения сборного перекрытия следует также учитывать, что наибольший расход материалов в перекрытии требуется на панели. Ригели – неразрезные элементы рамной системы – в меньшей мере влияют на общий расход материалов для перекрытий.

Компоновкой перекрытия предусматривается определить ширину типовых панелей. Целесообразно сначала подобрать ширину панелей, выполняющих роль распорок между колоннами и имеющих неизбежную конструктивную особенность – так называемые связевые плиты. Ширина связевых плит принимается равной 1190 мм. За счет их ширины регулируется оставшееся расстояние в перекрытии, которое следует заполнить однотипными панелями.

Если плиты ребристые, то закладные детали приваривают к ригелю для образования диска перекрытия. Если плиты многопустотные, то их монтажные петли между собой необходимо связать вдоль линии колонн. В местах опирания плит на стену необходимо предусмотреть анкера в кирпичной кладке (привариваются к закладным деталям или монтажным петлям плит перекрытия). Величина опирания плиты на стену принимается равной 250 мм. Торец плиты перекрытия не доходит до стенки ригеля на 20 мм – в случае сечения ригеля, отличного от прямоугольного. Минимальная длина опирания плиты перекрытия на ригель (или на полку ригеля) – 100 мм. Если ригель прямоугольного поперечного сечения – плиты примыкают друг к другу с зазором 50 мм.

При построении плана перекрытия принять сечение сборных железобетонных колонн – 400x400 мм. Для средних колонн – привязка центральная, для крайних – «нулевая» (вдоль продольных стен).

2.2. Сборная железобетонная плита

Нагрузки на 1 м² сборного панельно-балочного перекрытия определяются в табличной форме с учетом заданного типа панели и ее собственной массы, определяемой по ее приведенной толщине (таблица 2.1).

Таблица 2.1

Сбор нагрузок на 1 м² плиты перекрытия

№ п.п.	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\frac{кН}{м^2}$	Коэф. надёжности по нагрузке, γ_f	Коэф. надёжности по ответственности здания, γ_n	Расчётная нагрузка, $\frac{кН}{м^2}$
1	Постоянная нагрузка:				
	а) вес конструкции пола;	g_{n1}	γ_{f1}	γ_{n1}	g_1
	б) собственный вес сборной железобетонной плиты перекрытия	g_{n2}	γ_{f2}	γ_{n2}	g_2
	Итого постоянная нагрузка	$\sum g_{ni}$			$\sum g_i$
2	Временная нагрузка	v_n	γ_{f3}	γ_{n3}	v
	Итого временная нагрузка	v_n			v
	Итого полная нагрузка	$\sum g_{ni} + v_n$			$\sum g_i + v$

Нормативное значение нагрузки от собственного веса пустотной плиты перекрытия, исходя из приведенной толщины панели, с учетом замоноличивания «рустов» допускается принять равной – 3 кН/м², а ребристой плиты перекрытия – 1.8 кН/м².

Конструктивную длину панели (l_k) и ее расчетный пролет (l_0) определяют по заданному расстоянию между осями ригелей (l_H - номинальная длина плиты) с учетом

необходимых зазоров между торцами панелей или торцами панелей и ригелем, длины опирания панели на ригель, ширины ригеля 300...400 мм. Расчетный пролет плиты (l_0) принимается равным расстоянию между серединами площадок опирания панели.

Расчётная схема и схема опирания панели перекрытия представлена на рис. 1.16.

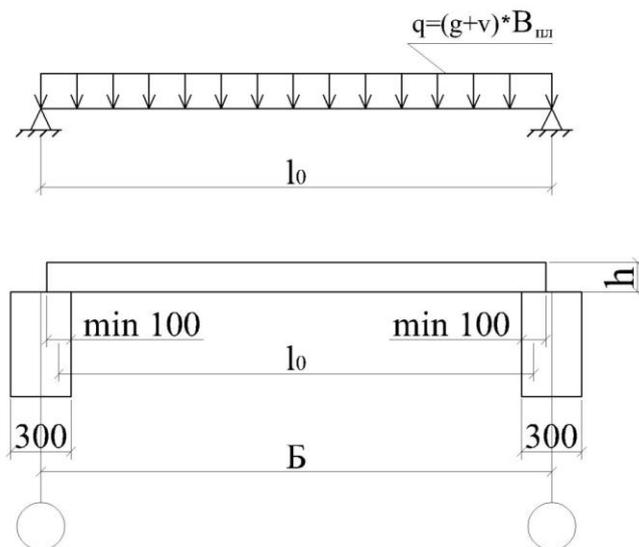


Рис. 1.16. Расчетная схема и схема опирания панели перекрытия

Равномерно распределенная нагрузка на l п.м. пролета плиты определяется по величине нагрузки на 1 м^2 перекрытия (см. таблицу 2.1) путем умножения ее на номинальную ширину панели. По расчетной схеме панели (свободно опертой по концам балки) вычисляют максимальный изгибающий момент в середине пролета и поперечную силу на опоре по формулам (33) и (34):

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8}, \quad (33)$$

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2}. \quad (34)$$

Предварительную высоту сечения панели, удовлетворяющую условиям прочности и требованиям жесткости, назначаем по формуле:

$$h = c \cdot l_0 \cdot \frac{R_s}{E_s} \cdot \frac{\theta \cdot g_n + v_n}{g_n + v_n}, \quad (35)$$

где c – коэффициент, принимаемый для пустотных плит – 18, для ребристых плит с полкой в сжатой зоне – 30;

g_n – длительно действующая нормативная нагрузка на 1 м^2 перекрытия;

v_n – кратковременно действующая нормативная нагрузка на 1 м^2 перекрытия;

θ – коэффициент увеличения прогибов при длительном действии нагрузки (для пустотных плит – 2, для ребристых плит с полкой в сжатой зоне – 1.5).

При этом, высоту пустотной панели рекомендуется принимать 220 мм, ребристой панели 300...450 мм (с шагом 50 мм).

От заданного типового (фактического) сечения плиты получают эквивалентное расчетное сечение либо тавровое (для ребристых плит), либо двутавровое (для пу-

стотных), используя рекомендации [3, 4], путем суммирования ширины всех ребер панели.

Расчет прочности нормального сечения осуществляется исходя из принципа проектирования панелей: максимального удаления бетона из растянутой зоны. Согласно этому, в большинстве случаев нейтральная ось проходит в пределах толщины сжатой полки, т.е. выполняется условие $x = \xi \cdot h_0 \leq h'_f$ и, соответственно, в расчете условно можно принять прямоугольное поперечное сечение шириной b'_f . Если это условие оказывается неудовлетворенным, то высота сечения панели недостаточна или необходимо учитывать сжатый бетон в ребре, принимая в расчете тавровое поперечное сечение.

Порядок расчета следующий.

Определяем коэффициент α_m по формуле (10).

По таблице приложения находим ζ и ξ . Далее определяем высоту сжатой зоны $x = \xi \cdot h_0 \leq h'_f$.

Требуемая площадь поперечного сечения рабочей растянутой арматуры определяется после уточнения h_0 по формуле (11).

Поперечную арматуру плиты рассчитывают из условий прочности наклонных сечений (16), (17) при расчетной ширине ребра b , равной суммарной ширине всех ребер сечения пустотной плиты перекрытия или суммы ширины продольных ребер ребристой плиты.

Кроме того, для ребристой плиты перекрытия должна быть рассчитана полка на изгиб как многопролетная неразрезная балка с пролетами l_n , равными расстоянию между поперечными ребрами в свету. Таким образом, расчетная схема полки плиты аналогична расчетной схеме плиты монолитного ребристого перекрытия за исключением крайних опор (здесь они жестко заземленные). Изгибающие моменты в пролете и на опоре равны:

$$M_{np} = \frac{q \cdot l_0^2}{24}; M_{on} = \frac{q \cdot l_0^2}{12}. \quad (36)$$

По вычисленным изгибающим моментам подбираем арматурную сетку с рабочими стержнями продольного направления, которую располагаем в нижней зоне полки в пролете с отгибами в верхнюю зону над опорами – над поперечными ребрами или прямолинейную посередине высоты сечения полки (в зависимости от толщины полки). В зависимости от принятой схемы армирования необходимо учитывать соответствующую рабочую высоту сечения полки плиты.

Кроме того, в верхней зоне полки на ширине $0.25l_n$ от продольных ребер устанавливается сетка, отгибаемая под прямым углом в продольные ребра.

В ребристых панелях перекрытия необходимо также выполнить расчет каркаса поперечного ребра. Нагрузка на поперечное ребро плиты собирается с площади, показанной на рис. 1.17.

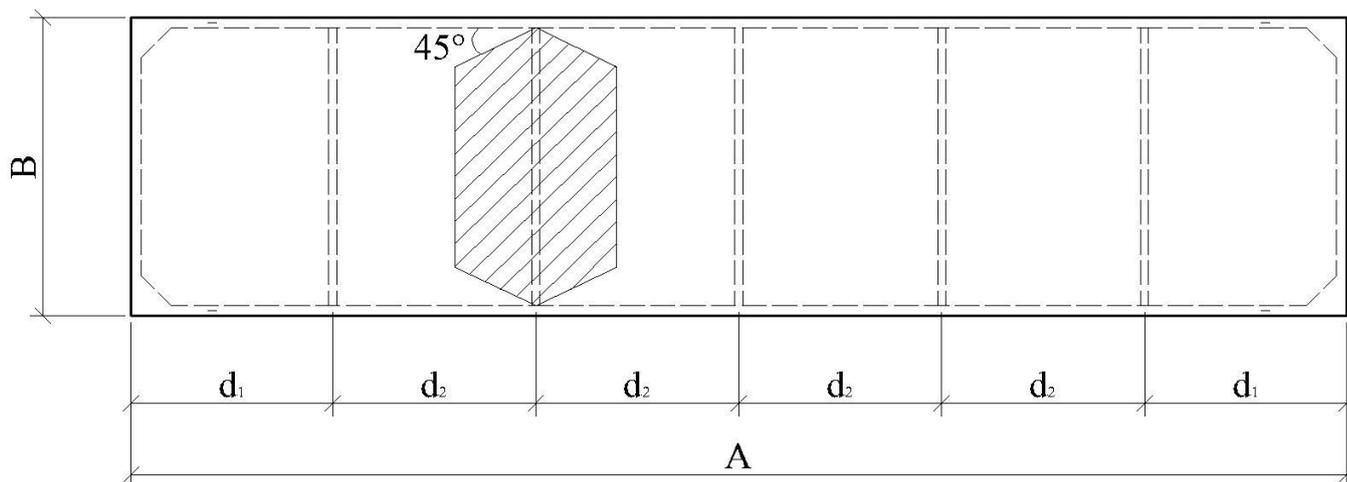


Рис. 1.17. Расчетная площадь поперечного ребра ребристой панели перекрытия

Нагрузки на 1 погонный метр поперечного ребра ребристой плиты перекрытия определяются в табличной форме с учетом собственной массы ребра (таблица 2.2).

Таблица 2.2

Сбор нагрузок на 1п.м. поперечного ребра

№ п.п.	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\frac{\kappa H}{м}$	Коэф. надёжности по нагрузке, γ_f	Коэф. надёжности по ответственности здания, γ_n	Расчётная нагрузка, $\frac{\kappa H}{м}$
1	Постоянная нагрузка:				
	а) от плиты перекрытия;	$g_{n1} = \frac{1.8 \cdot B \cdot l}{B}$	γ_{f1}	γ_{n1}	g_1
	б) собственный вес поперечного ребра	g_{n2}	γ_{f2}	γ_{n2}	g_2
	Итого постоянная нагрузка	$\sum g_{ni}$			$\sum g_i$
2	Временная нагрузка	v_n	γ_{f3}	γ_{n3}	v
	Итого временная нагрузка	v_n			v
	Итого полная нагрузка	$\sum g_{ni} + v_n$			$\sum g_i + v$

Расчетная схема поперечного ребра плиты и эпюра изгибающих моментов представлены на рис 1.18:

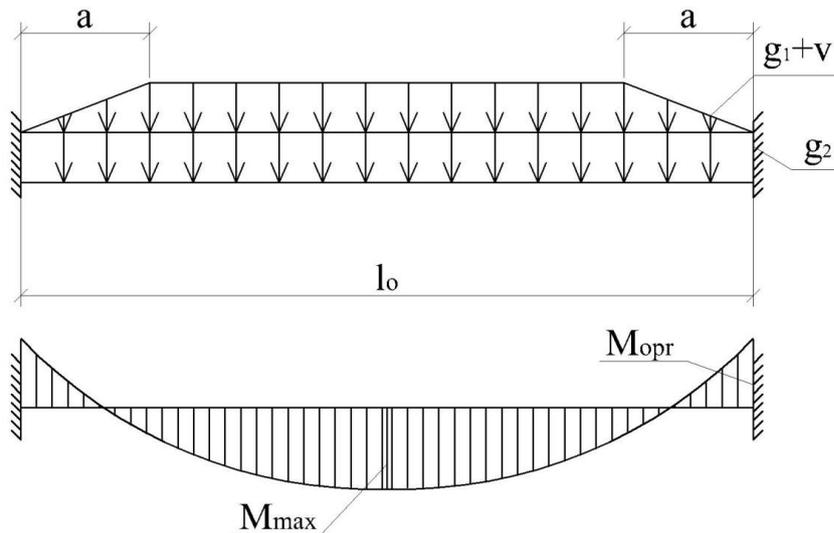


Рис. 1.18. Расчетная схема и эпюра изгибающих моментов поперечного ребра a – участок снижения нагрузки, равный $a=0.5d$, где d – шаг поперечных ребер

Величина изгибающих моментов и поперечной силы находятся по формулам (37):

$$\begin{aligned}
 & \text{– изгибающий момент на опоре: } M_{\text{оп}} = M_{\text{оп}}^{g_2} + M_{\text{оп}}^{(g_1+v)} = \frac{g_2 \cdot l_0^2}{12} + \frac{(g_1+v) \cdot l_0^2}{12} \cdot \left[1 - 2 \cdot \left(\frac{a}{l_0} \right)^2 + \left(\frac{a}{l_0} \right)^3 \right], \\
 & \text{– изгибающий момент в пролете: } M_{\text{пр}} = M_{\text{пр}}^{g_2} + M_{\text{пр}}^{(g_1+v)} = \frac{q \cdot l_0^2}{24} + \left\{ \frac{(g_1+v) \cdot l_0^2}{8} - M_{\text{оп}}^{q_1} \right\}, \\
 & \text{– поперечная сила на опоре: } Q = \frac{(g_2+(g_1+v)) \cdot l_0 - (g_1+v) \cdot a}{2}.
 \end{aligned} \tag{37}$$

Ребро монолитно связано с полкой, поэтому форму поперечного сечения принимаем тавровую. По формуле (10) определяется значение α_m , при этом в выражении (10) ширина b'_f равна шагу поперечных ребер.

По таблице приложения определяется ξ, ζ . По выражению (11) находится требуемая площадь поперечного сечения продольной растянутой арматуры поперечного ребра панели перекрытия. Для армирования ребра принимаем арматуру класса *A500С*.

Расчет поперечной арматуры поперечного ребра ребристой плиты выполняется аналогично расчету поперечной арматуры продольного ребра ребристой плиты перекрытия или второстепенной балки.

В пустотных плитах перекрытия каркасы поперечной арматуры устанавливаются в крайних ребрах и между пустотами либо в каждом ребре, либо не более чем через ребро. Эти каркасы для пустотных плит назначаются конструктивно и устанавливаются только на опорных участках плиты $0.25l$. В ребристых плитах перекрытия поперечная арматура устанавливается в продольных ребрах по всей длине. Данные каркасы для ребристых плит назначаются по расчету и устанавливаются по всей длине продольного ребра плиты.

Продольную рабочую арматуру располагают в ребрах по всей нижней полке сечения пустотной плиты не реже, чем через одно ребро и в продольных ребрах ребристых панелей. К концам продольной ненапрягаемой арматуры приваривают анкера из уголков или анкерных плит для анкерования стержней на опоре. В пустотных панелях в верхней зоне над пустотами устанавливается сетка для восприятия усадочных напряжений и напряжений, возникающих при транспортировке и монтаже. Данную сетку

необходимо отогнуть под 90° в крайние ребра плиты. В середине пролета под рабочей растянутой арматурой конструктивно устанавливается сетка шириной 500 мм для восприятия крутящего момента, возникающего при транспортировке. По четырем углам плит устанавливают монтажные петли. Петли ставятся на расстоянии 250 мм от края плиты над крайней пустотой.

2.3. Сборный железобетонный ригель

Проектом предусматривается здание с полным каркасом при жестком сопряжении ригеля с колоннами. Многоэтажная и многопролетная рама с равными пролетами и однообразной нагрузкой имеет в деформированном состоянии примерно равные углы поворота узлов, расположенных на одной вертикали. При этом в колоннах в срединах высоты этажей изгибающие моменты равны нулю. В связи с этим многоэтажная рама при расчете может расчленяться на одноэтажные с высотой стоек, равной половине высоты этажей и шарнирами по концам. При таком подходе расчету подлежат три типа однотипных рам: верхнего этажа, средних этажей и первого этажа. Однако, при такой схеме не учитывается ветровая нагрузка, которая вызывает дополнительные изгибающие моменты в колоннах. В связи с этим, рекомендуется выполнять статический расчет цельной рамы в специализируемых ПК (Лира, SCAD ...) на ЭВМ. При этом в расчете необходимо предусмотреть возможность определения усилий от полной нагрузки и длительной части (постоянная + временно длительная, т.е. без кратковременной) или выделить из усилий от полной нагрузки ее длительную часть в последующем в ручную.

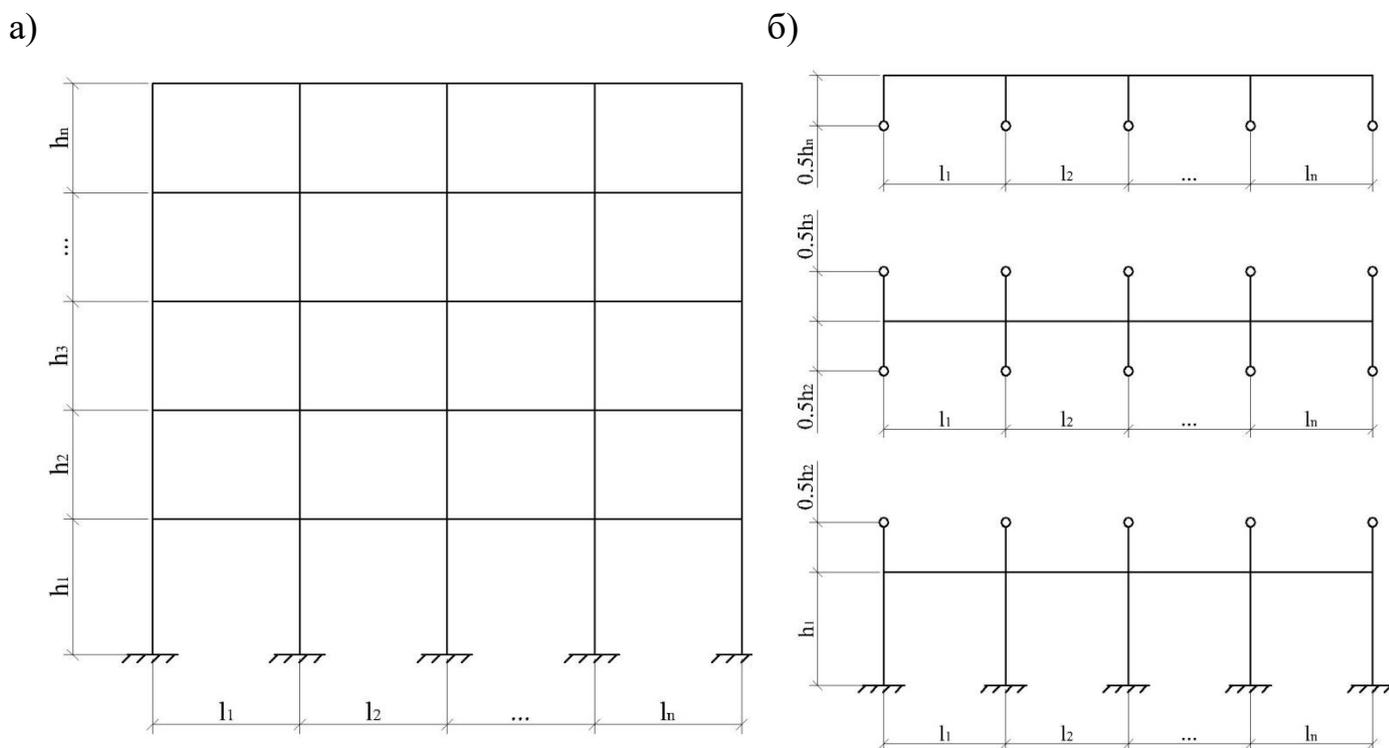


Рис. 1.19. а) геометрическая схема рамы; б) расчетные схемы рамы

В рамках курсового проекта требуется запроектировать ригель рамы средних этажей. Для проектируемого ригеля необходимо получить объемлющую эпюру мо-

ментов от различных (наихудших) загружений. Расчетным пролетом ригеля является расстояние между осями колонн. Нагрузка на ригель собирается в табличной форме (таблица 2.3). В таблице сбора нагрузок также учитывается и нагрузка от собственной массы ригеля. Для этого необходимо назначить размеры поперечного сечения ригеля:

$$h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) \cdot L, \quad b = (0.3 \dots 0.5)h. \quad (38)$$

Если в перекрытии применяются ребристые панели ребрами вниз, то сосредоточенная в местах опирания ребер нагрузка от них приводится к эквивалентной равномерно распределенной (39) (рис. 2.0).

$$q_s = \frac{2n^2 \cdot l}{2n} \cdot \frac{P}{l}, \quad (39)$$

где n – количество панелей перекрытия, опирающиеся на ригель;

P – нагрузка от плиты перекрытия, действующая на ригель, в местах опирания панелей перекрытия;

l – длина ригеля.

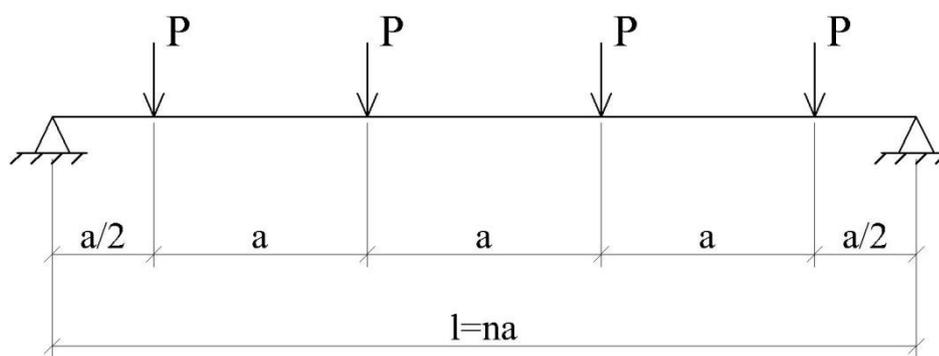


Рис. 2.0. Нагрузка от ребристых панелей перекрытия на ригель

Таблица 2.3

Сбор нагрузок на 1п.м. ригеля

№ п.п.	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\frac{кН}{м}$	Коэф. надёжности по нагрузке, γ_f	Коэф. надёжности по ответственности здания, γ_n	Расчётная нагрузка, $\frac{кН}{м}$
1	Постоянная нагрузка:				
	а) от плиты перекрытия;	$g_{n1} \cdot B$	γ_{f1}	γ_{n1}	g_1
	б) от конструкции пола;	$g_{n2} \cdot B$	γ_{f2}	γ_{n2}	g_2
	в) собственный вес ригеля	g_{n3}	γ_{f3}	γ_{n3}	g_3
	Итого постоянная нагрузка	$\sum g_{ni}$			$\sum g_i$
2	Временная нагрузка	v_n	γ_{f4}	γ_{n4}	v
	Итого временная нагрузка	v_n			v
	Итого полная нагрузка	$\sum g_{ni} + v_n$			$\sum g_i + v$

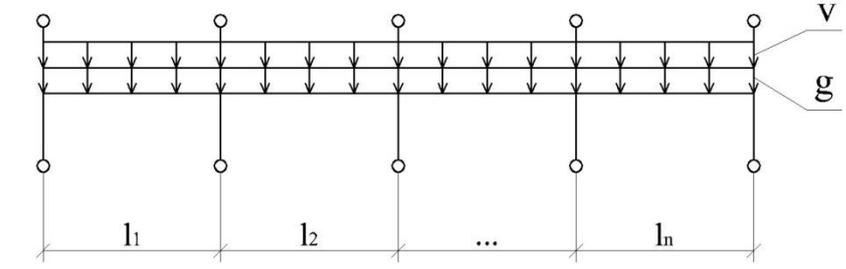
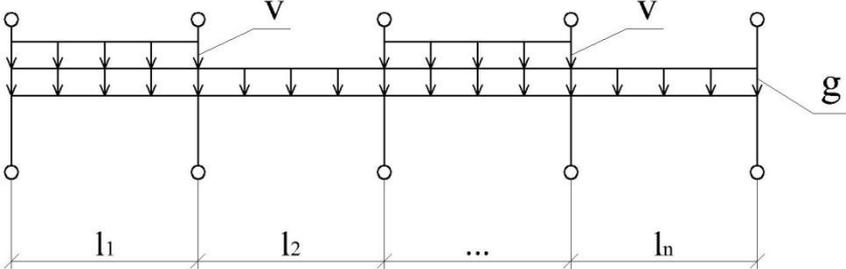
Постоянная и временная нагрузки на ригеле рассматриваются в таком сочетании, при котором возможны наибольшие и наименьшие изгибающие моменты для пролетных и опорных сечений. С этой целью к постоянной нагрузке во всех пролетах добавляется временная нагрузка, расположенная в нечетных пролетах, либо только в четных пролетах, либо только в смежных пролетах. В результате расчета от такого очередного нагружения ригеля получают максимальные изгибающие моменты в серединах пролетов, нагруженных временной нагрузкой, и минимальные в пролетах, ею не нагруженных. Максимальные опорные изгибающие моменты получают при расположении временной нагрузки в смежных пролетах, примыкающих к этой опоре.

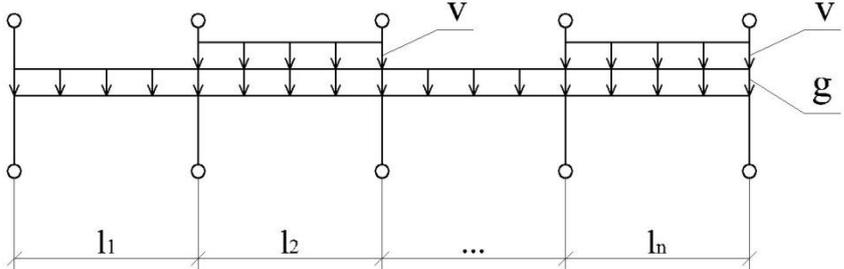
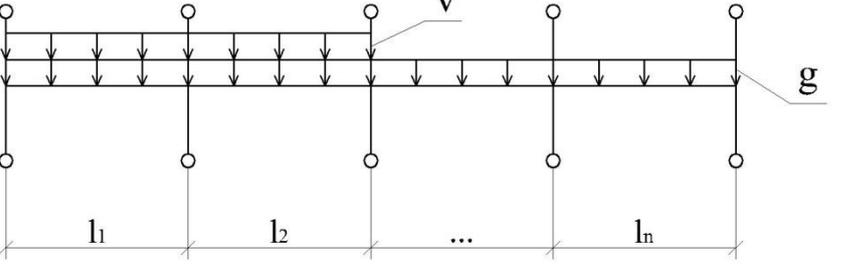
Статический расчет (определение усилий) сборного железобетонного ригеля рекомендуется выполнять в расчетных комплексах Лира-САПР, SCAD или в любых других или вручную методами строительной механики. При расчете ригеля на ЭВМ для удобства обработки результатов расчета рекомендуется назначать несколько расчетных сечений по длине элемента (3 или 5).

Учитывая, что расчет осуществлен в упругой стадии и что в статически неопределимых изгибаемых железобетонных элементах применим принцип перераспределения усилий, наибольший по величине опорный изгибающий момент уменьшают. Цель перераспределения усилий – уменьшить величину опорного момента, выровнять значения опорных моментов с 2-х сторон опоры, получив экономию арматуры в целом. Экономия достигается за счет уменьшения величины опорного момента, при котором расчетные пролетные моменты остаются прежними. Любое перераспределение моментов (увеличение или уменьшение) выполняют в пределах 30% от величины статических моментов по условиям обеспечения трещиностойкости элементов. Когда выполняют перераспределение с уменьшением величин моментов, предполагают, что в сечении образуется пластический шарнир, в котором моменты остаются постоянными и равными принятыми при распределении.

Таблица 2.4

Схемы нагружения железобетонного ригеля

Тип нагрузки	Схема нагружения
1. Постоянная и временная во всех пролетах	
2. Постоянная во всех пролетах + временная нагрузка в нечетных пролетах	

3. Постоянная во всех пролетах + временная нагрузка в четных пролетах	 <p>The diagram shows a beam with n spans of lengths l_1, l_2, \dots, l_n. A constant load g is applied across all spans. A temporary load v is applied only in the even-numbered spans (l_2, l_4, \dots).</p>
4. Постоянная во всех пролетах + временная нагрузка в смежных пролетах	 <p>The diagram shows a beam with n spans of lengths l_1, l_2, \dots, l_n. A constant load g is applied across all spans. A temporary load v is applied in two adjacent spans, l_1 and l_2.</p>

По результатам статического расчета строятся эпюры изгибающих моментов в ригеле от сочетаний постоянной и временной нагрузок при различных вариациях расположения временной нагрузки (рис. 2.1).

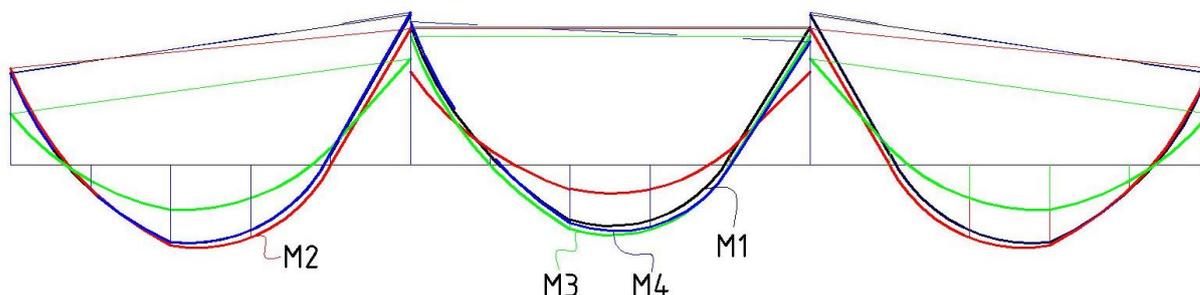


Рис. 2.1. Эпюры изгибающих моментов ригеля:

M1 – от постоянной и временной нагрузок во всех пролетах;

M2 – от постоянной нагрузки во всех пролетах и временной нагрузки в нечетных пролетах;

M3 – от постоянной нагрузки во всех пролетах и временной нагрузки в четных пролетах;

M4 – от постоянной нагрузки во всех пролетах и временной нагрузки в смежных пролетах

Из полученных эпюр изгибающих моментов выбираются две эпюры с максимальным изгибающим моментом на опоре (первая эпюра – M4) и в первом пролете (вторая эпюра – M2).

Далее строится выравнивающая эпюра моментов. Вычисляется разница опорных моментов слева на первой промежуточной опоре от этих двух загрузений, т.е. та величина, на которую можно уменьшить величину опорного изгибающего момента. Данную величину принимаем за значение опорного изгибающего момента выравнивающей эпюры слева от промежуточной опоры.

Т.к. любое перераспределение изгибающих моментов (увеличение или уменьшение) выполняются в пределах 30% от величины статических моментов по условиям обеспечения трещиностойкости элементов, то вычисляется величина, составляющая 30% от величины максимального опорного изгибающего момента.

Сравнивается величина, на которую можно уменьшить величину опорного изгибающего момента и значение, соответствующее 30% от величины максимального опорного изгибающего момента. Данное условие должно выполняться.

Для того, чтобы выровнять величину опорного момента с обеих сторон от опоры находится разница моментов слева и справа на первой промежуточной опоре в четвертом загрузении.

Далее находится значение изгибающего момента выравнивающей эпюры справа от опоры, путем вычитания результата разницы моментов слева и справа на первой промежуточной опоре в четвертом загрузении из величины опорного изгибающего момента выравнивающей эпюры слева от промежуточной опоры.

Строится выравнивающая эпюра моментов с учетом фокуса этой эпюры. Фокус выравнивающей эпюры – отношение момента на опоре, где момент выравнивается, и момента на противоположной опоре. Обычно фокус принимают равным 1:3 для того, чтобы увеличение пролетного момента при распределении было минимальным.

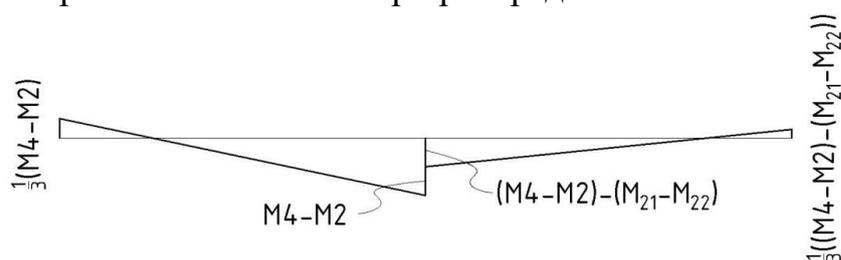


Рис. 2.2. Выравнивающая эпюра изгибающих моментов

Далее строится выровненная эпюра изгибающих моментов путем сложения ординат эпюры моментов от четвертого загрузения и выравнивающей эпюры.

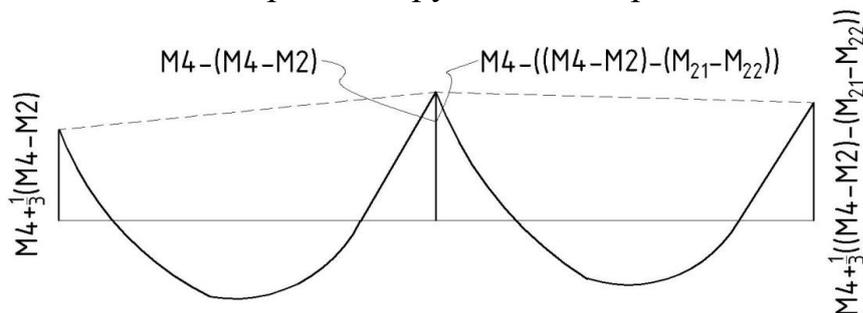


Рис. 2.3. Выровненная эпюра изгибающих моментов

После построения выровненной эпюры строится объемлющая эпюра изгибающих моментов путем нанесения на одну эпюру выровненной эпюры и эпюр от первых трех загрузений. От полученных ординат граничных моментов к середине пролетов по кривым моментов с наибольшим отклонением от нулевой линии отслеживают значения ординат объемлющей эпюры моментов отрицательного и положительного знаков.

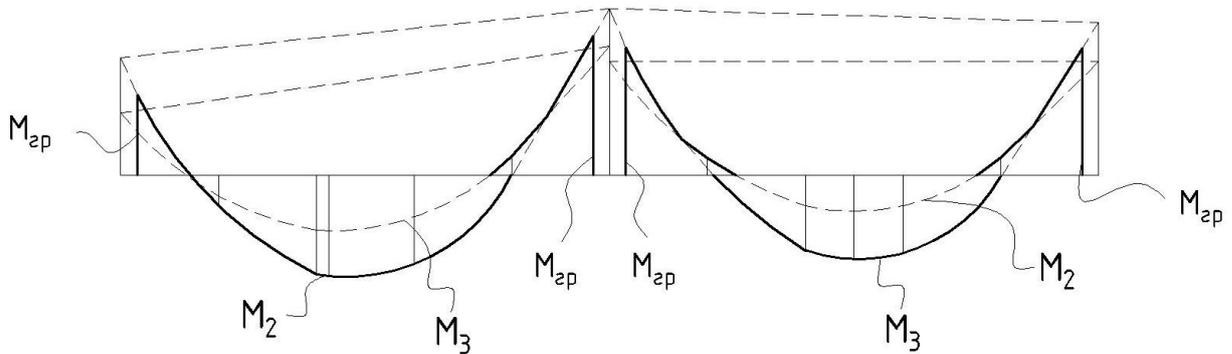


Рис. 2.4. Объемлющая эпюра изгибающих моментов

Опорными расчетными сечениями ригеля являются сечения у боковых граней колонн. Величины изгибающих моментов для этих сечений определяют из условия (40):

$$M^{sp} = M_{on} - Q \frac{h_{col}}{2}, \quad (40)$$

где M^{sp} – величина изгибающего момента по грани колонны;

M_{on} – величина опорного изгибающего момента, взятая с объемлющей эпюры моментов после выравнивания;

Q – поперечная сила на промежуточной опоре;

h_{col} – высота сечения колонны. Высоту сечения колонны в плоскости рамы принять равной 400мм.

Величины поперечных сил на опорах принимаются из результатов статического расчета.

По наибольшему изгибающему моменту объемлющей эпюры уточняются размеры поперечного сечения ригеля. Поперечное сечение ригеля при этом считается прямоугольным (41):

$$h_0 = 1,8 \cdot \sqrt{\frac{M_{max}}{0,9 \cdot R_b \cdot b}}. \quad (41)$$

Полная высота поперечного сечения ригеля определяется выражением $h = h_0 + a$, где $a = 40$ мм – защитный слой бетона ригеля. По условию $b = (0.3...0.5)h$ назначается ширина ригеля.

Ригель проектируется из сборных элементов, длина которых ограничивается расстоянием между боковыми гранями колонн с учетом зазоров 50 мм между торцами ригеля и колоннами для замоноличивания бетоном. Необходимые боковые полки ригеля для опирания плит перекрытия назначают конструктивно из условия необходимой длины опирания 100 мм и зазора 20 мм между торцом панели перекрытия и стенкой ригелем. Высоту полок у края назначают равной 100 мм. Для нижней полки, ограниченной снизу общей гранью с ригелем, высота равна разности между высотой ригеля и высотой панели перекрытия.

Из условия прочности нормальных сечений определяют требуемую продольную рабочую арматуру для нижней зоны сечения в пролете по максимальному изгибающему моменту положительного знака и верхнюю продольную рабочую арматуру по моменту у граней колонн. В нижней зоне целесообразно принять четное число стержней. Эти стержни входят в состав плоских каркасов, устанавливаемых в ригеле в количестве двух при ширине ригеля от 150 до 350 мм. При ширине ригеля более

350 мм ставят три плоских каркаса. Конструирование каркасов осуществляют, соблюдая правила построения эпюры материалов.

Из условия прочности наклонных сечений определяют требуемую поперечную арматуру.

Конструктивные требования к продольной и к поперечной арматуре и последовательность расчета нормальных и наклонных сечений аналогичны расчету второстепенной балки.

Так же, как и для второстепенной балки, необходимо построить эпюру материалов для ригеля и вычислить длины анкеровки продольной арматуры.

Расчет полок ригеля (в случае их наличия) для опирания плит перекрытия ведется на действие местных нагрузок от панелей перекрытия. Нагрузка на полку ригеля определяется в табличной форме с учетом собственной массы полки (таблица 2.5).

Таблица 2.5

Сбор нагрузок на 1 п.м. полки ригеля

№ п.п.	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\frac{кН}{м}$	Коэф. надёжности по нагрузке, γ_f	Коэф. надёжности по ответственности здания, γ_n	Расчётная нагрузка, $\frac{кН}{м}$
1	Постоянная нагрузка:				
	а) от плиты перекрытия;	$\frac{g_{n1} \cdot l_p}{2}$	γ_{f1}	γ_{n1}	g_1
	б) от конструкции пола;	$\frac{g_{n2} \cdot l_p}{2}$	γ_{f2}	γ_{n2}	g_2
	в) собственный вес полки ригеля	g_{n3}	γ_{f3}	γ_{n3}	g_3
	Итого постоянная нагрузка	$\sum g_{ni}$			$\sum g_i$
2	Временная нагрузка	v_n	γ_{f4}	γ_{n4}	v
	Итого временная нагрузка	v_n			v
	Итого полная нагрузка	$\sum g_{ni} + v_n$			$\sum g_i + v$

В таблице 2.5:

- l_p – расстояние между осями ригелей в плане;
- g_{n1}, g_{n2} – нагрузка на 1 м² перекрытия и пола соответственно.

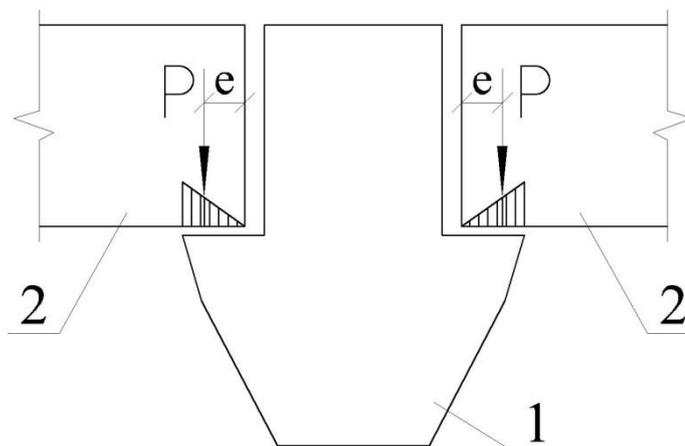


Рис. 2.5. Схема опирания панелей перекрытия на полку ригеля

Эксцентриситет приложения нагрузки вычисляется по формуле (42):

$$e = 20\text{мм} + \frac{2}{3}(b_n - 20\text{мм}), \quad (42)$$

где b_n – длина полки ригеля;

20мм – зазор между торцом панели перекрытия и стенкой ригеля.

Рабочая высота полки ригеля определяется по выражению (43):

$$h_0 = h_n - a, \quad (43)$$

где a – толщина защитного слоя бетона полки ригеля.

Сосредоточенная нагрузка от плиты на 1 м длины полки равна: $\sum (g+V) \cdot (b_n - 20) \cdot 1\text{м}$.

Изгибающий момент в полке ригеля вычисляется по формуле (44):

$$M_{\text{полки}} = p \cdot e. \quad (44)$$

Коэффициент α_m определяется по выражению (45):

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{полки}}}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_{\text{полки}} \cdot h_{0\text{полки}}^2}. \quad (45)$$

Относительная высота сжатой зоны вычисляется по (46):

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}. \quad (46)$$

Граничная высота сжатой зоны определяется по формуле (47):

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \quad (47)$$

где, $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}$;

$$\varepsilon_{b2} = 4.8 \cdot 10^{-3}.$$

Должно выполняться условие (48):

$$\xi \leq \xi_R. \quad (48)$$

Коэффициент ζ вычисляется по выражению (49):

$$\zeta = 1 - 0.5\xi. \quad (49)$$

Площадь требуемой продольной рабочей арматуры полки ригеля (на 1 м длины полки) вычисляется по формуле (50):

$$A_s = \frac{M_{\text{полки}}}{R_s \cdot \zeta \cdot h_{0\text{полки}}}. \quad (50)$$

Плоские сварные каркасы конструируют, объединяя контактной сваркой поперечные стержни с рабочей продольной арматурой внизу и с монтажными стержнями вверху. На участках выпусков верхней рабочей арматуры высота ригеля уменьшается подрезками на 100 мм . Монтажные стержни доводят до начала подрезок, а в зоне подрезок устанавливают дополнительные монтажные стержни, снизив их на 100 мм по отношению к первым. Соответственно, на участке подрезок укорачивают и поперечные стержни.

Верхняя рабочая арматура ригеля в том случае, где она принята в количестве двух стержней, приваривается к вертикальным плоским каркасам, замещая собой монтажные стержни на той части длины, где она устанавливается. Выпускаемые концы ее в зоне подрезки оставляют свободными. В том случае, когда для восприя-

тия отрицательных моментов у опор принято три рабочих стержня, их целесообразно объединить в отдельный плоский каркас, устанавливаемый в горизонтальном положении между вертикальными каркасами.

Боковые полки ригеля армируются по контуру стержнями, которые в местах сгиба у края полки объединяются продольными монтажными стержнями диаметром 10 мм в каркас. Шаг контурных стержней – не более 200 мм. Расположенные у верхней грани полки горизонтальные участки контурных стержней являются рабочими и для заанкеривания продляются за боковую грань ригеля на 20-25d.

В случае ригеля таврового поперечного сечения с полкой поверху у верхней грани полки устанавливается горизонтально сварной каркас. В этом каркасе продольные стержни у краев полки являются монтажными и принимаются диаметром 10 мм. Поперечные горизонтальные стержни, отгибаемые у краев полки под прямым углом вниз, служат рабочей арматурой для полки и располагаются с шагом не более 200 мм, а для заанкеривания продляются за боковую грань ригеля на 20-25d.

Разрабатывается стык ригеля с колоннами. Он должен обеспечить восприятие опорных моментов и поперечных сил. Для восприятия моментов выпуски верхней рабочей арматуры ригеля соединяются ванной сваркой со стержнями того же диаметра, пропускаемыми через колонну в следующий пролет или заанкериваемыми в колонне на крайней опоре. Зазор между торцом ригеля и колонной замоноличивается бетоном того же класса по прочности на сжатие, что и класс бетона в ригеле. Ширина зазора для обеспечения уплотнения бетона замоноличивания должна быть не менее 50 мм. Опираение ригеля на консоль колонны проверяется расчетом прочности на действие поперечной силы (см. расчет консоли колонны). Возможно применение бесконсольного стыка ригеля с колонной, где поперечная сила воспринимается шпонками, устраиваемыми в торце ригеля и боковой грани колонны. Расчет такого стыка на действие поперечной силы Q осуществляют по условиям прочности бетона замоноличивания на сжатие и срез, исходя из глубины, высоты, длины и числа принимаемых шпонок. В рамках курсового проектирования принимается опираение ригеля на консоль колонны с замоноличиванием зазоров.

3. ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КОЛОННА

В проектируемом каркасе здания средние колонны нагружены больше, чем крайние. Проектированию подлежит средняя колонна первого этажа. Колонны первого этажа считаются защемленными снизу в фундаментах. Размеры поперечного сечения колонны принимаются равными 400x400 мм. Толщина защитного слоя бетона в свету для колонн принимается не менее $a=a' \geq 30$ мм. Таким образом, расчетный защитный слой (до ц.т. арматуры) принимается 40...50 мм

Для средней колонны изгибающий момент возможен при одностороннем нагружении временной нагрузкой ригеля в примыкающих к ней пролетах, а также от ветровой нагрузки. Знаки изгибающих моментов могут измениться на противоположные при изменении положения временной нагрузки в примыкающих пролетах и при изменении направления ветровой нагрузки. По этим соображениям армирование колонны должно быть симметричным.

Колонна первого этажа в нижнем сечении рассчитывается на действие сжимающей силы, как внецентренно сжатая стойка, с учетом расчетного эксцентриситета.

В результате статического расчета рамы в колоннах 1 этажа по определенным усилиям определяем расчетный эксцентриситет продольной силы:

$$e_0 = \frac{M}{N}.$$

В статически неопределимых конструкциях величина расчетного эксцентриситета должна быть не менее величины случайного эксцентриситета:

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_k}{30 \text{ см}} \\ \frac{l_0}{600 \text{ см}} \\ 1 \text{ см} \end{array} \right\}, \quad (51)$$

где $h_k=40$ см – высота сечения колонны;

l_0 – расчетная длина колонны, см.

Поскольку эксцентриситет продольной силы относительно оси колонны e_0 может располагаться как слева, так и справа, то колонну необходимо армировать симметрично, т.е. $A_s=A_s'$ (рис. 2.6).

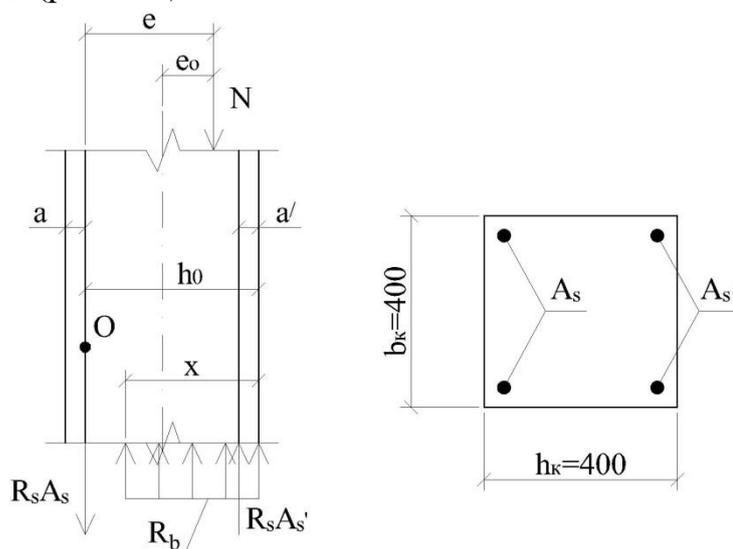


Рис. 2.6. Усилия в нормальном сечении колонны

Высота сжатой зоны бетона колонны x принимается равной h_0 , которую вычисляют по формуле:

$$h_0 = h - a. \quad (52)$$

Расчет прочности нормальных сечений колонны производится из условия равенства нулю суммы моментов относительно точки O ($\sum M_0 = 0$) и вычисляется по выражению:

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{sc} \cdot A_s' \cdot (h_0 - a') = 0. \quad (53)$$

Расстояние от точки приложения продольной силы N до центра тяжести растянутой или наименее сжатой продольной арматуры колонны (точка O на рис. 2.11) находится по формуле:

$$e = \eta e_0 + \frac{h - a'}{2}, \quad (54)$$

где η – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (прогиба) элемента на его несущую способность.

Коэффициент η вычисляется по формуле (55):

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (55)$$

где N – продольная сила в колонне от действия внешних нагрузок;
 N_{cr} – условная критическая сила по Эйлеру.

Коэффициент φ_l , учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии, определяется по формуле (56):

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{N_l}{N}, \text{ но не более } 2, \quad (56)$$

где N_l – продольная сила в колонне от длительно действующей части внешней нагрузки;

N – продольная сила в колонне от полной величины внешней нагрузки;

β – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 1.

Находим значение относительного эксцентриситета продольной силы по формуле (57):

$$\delta_e = e_0/h \geq \delta_{e,\min} = 0.5 - \frac{0.01l_0}{h} - 0.01R_b, \text{ но не менее } 0.15 \text{ и не более } 1.5. \quad (57)$$

Следующим шагом является определение условной критической силы по формуле (58):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2}, \quad (58)$$

где D – жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии, определяемая согласно указаниям расчета по деформациям;

l_0 – расчетная длина колонны.

Допускается значение D определять по формуле (59):

$$D = k_b \cdot E_b \cdot I + k_s \cdot E_s \cdot I_s, \quad (59)$$

где E_b, E_s – модули упругости бетона и арматуры соответственно;

I, I_s – моменты инерции площадей сечения бетона и всей продольной арматуры соответственно относительно оси, проходящей через центр тяжести поперечного сечения колонны;

$$k_b = \frac{0.15}{\varphi_l(0.3 + \delta_e)};$$

$$k_s = 0.7.$$

Расчетную длину элементов l_0 принимают согласно п.8.1.17 [4]. Расчетные длины колонн l_0 многоэтажных зданий с жесткими узлами и при числе пролетов не менее двух принимают равными H или $0.7H$, соответственно, для сборных и монолитных перекрытий, где H – высота этажа (расстояние между центрами тяжести узлов), в обоих случаях расчетную длину колонны первого этажа принимают равной $0.7H$,

так как сопряжение колонн с верхними перекрытиями считается шарнирно неподвижным, а с фундаментами – жестким.

Определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона по формуле 8.1 [4]:

$$\xi_R = \frac{x_r}{h_0} = \frac{0.8}{\left(1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}\right)}, \text{ где } \varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}; \varepsilon_{b2} = 0,0048.$$

В случае когда $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$, высоту сжатой зоны определяют по формуле 8.12 [4]:

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b}.$$

В случае когда $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$, высоту сжатой зоны определяют по формуле 8.13 [4]:

$$x = \frac{N + R_s \cdot A_s \cdot \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b + \frac{2R_s \cdot A_s}{h_0(1 - \xi_R)}}.$$

По полученному значению A'_s принимаются 2 арматурных стержня. Из условия симметричности армирования назначают $A_s = A'_s$, A_s назначают равным A'_s .

В том случае, если A'_s окажется с отрицательным знаком, тогда принимается армирование по минимальному проценту армирования [4] или необходимо уменьшить поперечное сечение колонны, либо класс бетона и повторить расчет.

В колоннах сечением 400×400 мм достаточно принять четыре продольных рабочих стержня арматуры, располагая их в углах сечения с необходимой толщиной защитного слоя бетона, но не менее принятого диаметра арматуры. При больших размерах поперечного сечения необходимо устанавливать промежуточные стержни у боковых граней колонны с таким условием, чтобы между продольными стержнями было не более 400 мм. Для обеспечения устойчивости сжатой арматуры требуется ее закрепление в двух направлениях поперечными стержнями, располагаемыми с наружной стороны с шагом не более $15d_s$ и не более 500 мм, где d_s – диаметр сжатой продольной арматуры. Также диаметр поперечной арматуры (хомутов) должен удо-

влетворять следующим условиям: $d_{sw} \geq \left\{ \begin{matrix} 0.25d_s \\ 6\text{мм} \end{matrix} \right\}$. Конструкции хомутов (поперечных

стержней) должна быть такой, чтобы продольные стержни (по крайней мере, через один) располагались в местах перегибов, а эти перегибы – на расстоянии не более 400 мм по ширине грани. При ширине грани элемента не более 400 и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

Перед тем как выполнять чертежи сборной железобетонной колонны, необходимо определить опалубочную длину колонны 1-го этажа. Ее необходимо назначать с учетом заглубления колонны в фундаменте и уровня стыка с вышестоящей колонной над перекрытием. Уровень стыка колонн над перекрытием первого этажа принять равным 800 мм. Уровень обреза фундамента принять на отм. -0.150 м.

Консоль колонны

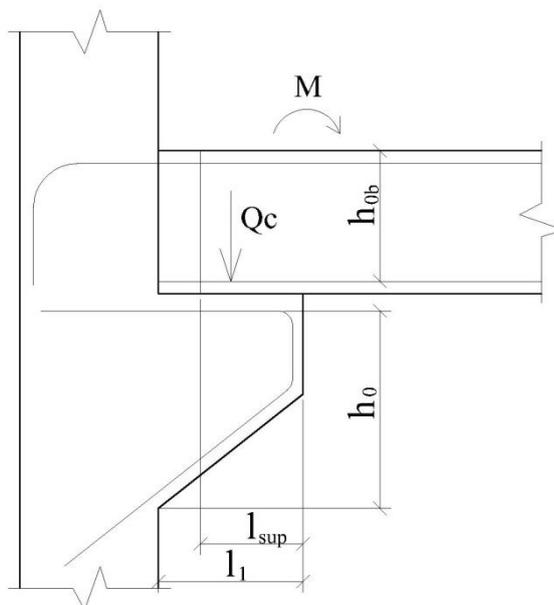


Рис. 2.7. Расчетная схема для короткой консоли при рамном узле сопряжения колонны и сборного ригеля

На крановую консоль колонны действует сосредоточенная сила от реакций опоры ригеля, Q_c . Если $Q_c < Q_b$, то прочность наклонного сечения консоли достаточна, без учета поперечного армирования, и поперечное армирование ее выполняется по конструктивным требованиям (Q_b поперечное усилие воспринимаемое бетоном сжатой зоны, $Q_b = 2.5 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0$).

Поперечное армирование коротких консолей должно удовлетворять конструктивным требованиям п.10.3.11-10.3.20 [4].

Проверяем прочность бетона консоли под опорой подкрановой балки на местное сжатие из условия 8.80 [4]:

$$Q_c < \psi R_{b,loc} A_{b,loc},$$

где $\psi=1$, при равном распределении местной нагрузки;

$A_{b,loc} = b l_{sup}$ – площадь смятия (b – ширина консоли колонны).

Расчетное сопротивление бетона смятию

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b,$$

где
$$\varphi_b = 0.8 \cdot \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,lox}}}$$
.

Максимальная расчетная площадь $A_{b,max}$ определяется согласно 8.1.44 [1].

Требуемая площадь поперечного сечения продольной арматуры консоли:

$$A_s = \frac{Q_c l_1}{h_0 R_s}.$$

Консоль армируется двумя отогнутыми стержнями, образующими два плоских каркаса с поперечной арматурой. Для надежной анкеровки продольной арматуры она должна быть заведена за грань колонны на длину не менее чем $l_{an} = 35d$.

4. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ ФУНДАМЕНТ ПОД КОЛОННУ

В курсовом проекте требуется рассчитать центрально нагруженный фундамент стаканного типа квадратным в плане под среднюю колонну. Фундамент рассчитываем как центрально-сжатый с целью упрощения, ввиду малости изгибаемого момента. Однако, при желании студент может рассчитать фундамент на действительные значения M и N из статического расчета как внецентренно – сжатый.

Подбор размера подошвы фундамента в плане выполняют при действии нормативной нагрузки с учетом веса грунта на уступах фундамента.

При расчете фундамента принимается нормативное значение нагрузки, т.е. без учета коэффициента надежности по нагрузке ($\gamma_f = 1$).

Нормативное значение продольной силы определяется по выражению (60):

$$N_n = \frac{N}{\gamma_f}, \quad (60)$$

где γ_f – усредненный коэффициент надежности, равный 1.15.

По формуле (61) вычисляется предварительная (расчетная) площадь подошвы фундамента:

$$A_\phi = \frac{N_n}{R_0 - \gamma_m \cdot d}, \quad (61)$$

где R_0 – расчетное сопротивление грунта основания под подошвой фундамента;

$\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ – усредненный вес от единицы объема фундамента и грунта на его уступах;

d – глубина заложения фундамента. Принимается согласно разделу 5.5 [6].

Из выражения (61) определяют размеры сторон подошвы фундамента в плане, которые необходимо принять кратными 300 мм или 450 мм:

$$b = l = \sqrt{A_\phi}. \quad (62)$$

От расчетной нагрузки N определяют давление под подошвой фундамента (63):

$$p = \frac{N}{b \cdot l}. \quad (63)$$

Толщина стенки стакана на обресе фундамента (см. рисунок 2.13) должна удовлетворять условиям (64):

$$t \geq \begin{cases} 200 \text{ мм} \\ 0.75 h_{\text{с.ст.}} \end{cases}. \quad (64)$$

Если выполняются оба условия (64), то стенки стакана допускается не армировать.

Высота фундамента, как сумма глубины стакана $d_p = d_c + 50 \text{ мм}$ ($d_c = l_c = b_c \geq h_{\text{анк}}$) и толщины плиты $h_p = h_{op} + a$ (см. рис. 2.8), определяется после вычисления предварительной рабочей высоты плиты h_{op} (65):

$$h_{op} = -0.25 \cdot (l_p + b_p) + 0.25 \cdot (l_p + b_p) \cdot \sqrt{1 + \frac{N_c - p \cdot l_p \cdot b_p}{(R_{bt} + p) \cdot 0.25 \cdot (l_p + b_p)^2}}, \quad (65)$$

где N_c – расчетная продольная сила в уровне торца колонны, определяемая по формуле (66):

$$N_c = \alpha \cdot N, \quad (66)$$

α – коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы N на плитную часть фундамента через стенки стакана (67):

$$\alpha = 1 - 0.4R_{bt} \frac{A_c}{N}, \text{ но не менее } 0.85, \quad (67)$$

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона замоноличивания стакана, принимаемое с учетом коэффициентов условий работы γ_{b1} и γ_{b2} ;

A_c – площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакан фундамента (68):

$$A_c = 2(l_c + b_c) \cdot d_c$$

Продавливание плитной части фундамента не произойдет, если соблюдается условие: $P \leq R_{bt} \cdot U_m \cdot h_{op}$, где U_m – среднее арифметическое значения верхнего и нижнего основания пирамиды продавливания. $P = N_n - A_{\phi 1} \cdot p$, где $A_{\phi 1}$ – площадь нижнего основания пирамиды продавливания: $A_{\phi 1} = l_1 \cdot b_1$

Величина заделки колонны в стакан фундамента должна также удовлетворять условиям (69):

$$h_{анк} = \begin{cases} 25d_s & \text{- для арматуры класса A500C и бетона класса B20 и выше,} \\ 30d_s & \text{- для арматуры класса A500C и бетона класса B15;} \end{cases} \quad (69)$$

$$h_{анк} \geq l_c = b_c.$$

Под подошвой фундамента необходимо выполнить бетонную подготовку толщиной 100 мм из бетона класса B7.5. Это даст возможность спроектировать фундамент с меньшей величиной защитного слоя бетона a , которую необходимо назначить согласно п.10.3.2 [4].

Полученная высота фундамента $h = d_p + h_p$ принимается с округлением до размера, кратного модулю 300(450) мм, и делится на ступени высотой 300(450) мм.

Ширина ступеней предварительно назначается таким образом, чтобы боковые грани условной пирамиды продавливания, идущие под углом 45° от линий пересечения верхней грани фундамента с боковыми гранями колонны, вписывались в ступенчатое очертание фундамента (см. рис. 2.8), то есть, как правило, равной высоте ступеней.

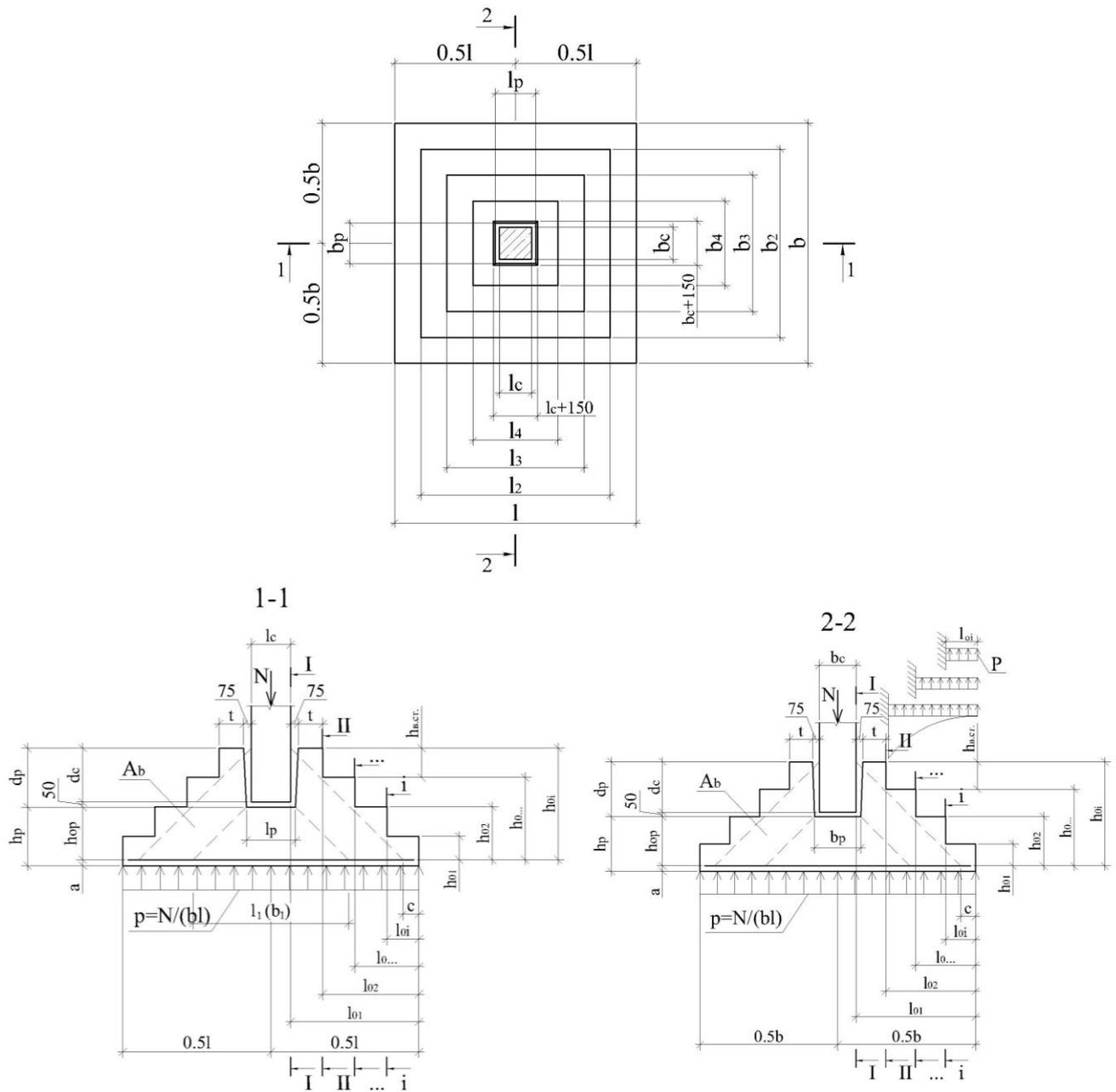


Рис. 2.8. Конструкция фундамента стаканного типа

Поперечная сила, создаваемая реактивным давлением грунта, в конце наклонного сечения, начинающегося от грани второй ступени и имеющего длину горизонтальной проекции $c = h_{o1}$, определяется выражением (70):

$$Q = P \cdot b \cdot (c_1 - h_{o1}), \quad (70)$$

где c_1 – консольный вынос нижней ступени; b – ширина подошвы фундамента.

Минимальное поперечное усилие, воспринимаемое бетоном, определяется выражением (71):

$$Q_{b,min} = 0.6 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{o1}. \quad (71)$$

Далее проверяется условие прочности по поперечной силе (72):

$$Q \leq Q_{b,min}. \quad (72)$$

При выполнении условия (72) высота нижней ступени фундамента достаточна (т.е. прочность наклонных сечений обеспечивается только бетоном ступени без поперечного армирования).

Также нижнюю ступень фундамента при большом вылете от боковой грани следующей за ней ступени проверяют на прочность на скалывание от давления грунта на участке подошвы длиной c (см. рис. 2.8), исходя из условия прочности (73):

$$p \cdot c \leq R_{bt} \cdot h_{01}. \quad (73)$$

При невыполнении условия (73) за счет уширения второй ступени уменьшают величину c до размеров, удовлетворяющих условию прочности (73).

Под действием реактивного давления грунта ступени фундамента работают на изгиб как консоли, заземленные в теле фундамента. Изгибающие моменты определяются в обоих направлениях в сечениях по грани колонны и по граням уступов фундамента. Ввиду того, что фундамент квадратный в плане, действующие изгибающие моменты имеют одинаковые значения в обоих направлениях.

Необходимо определить расчетные изгибающие моменты в сечениях I-I, II-II, ..., i-i по формуле (74):

$$M_{i-i} = \frac{pl_{0i}^2}{2} \cdot b, \quad (74)$$

где l_{0i} – расстояние от торца нижней ступени фундамента до i -го сечения.

В зависимости от вычисленных изгибающих моментов в указанных сечениях определяют требуемую площадь поперечного сечения арматуры на всю ширину фундамента (75):

$$A_{si-i} = \frac{M_{i-i}}{0.9 \cdot h_{0i} \cdot R_s}, \quad (75)$$

где h_{0i} – рабочая высота i -ой ступени фундамента.

По результатам расчета принимается нестандартная сварная сетка (по максимальному значению A_{si}) с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой с шагом $s=100, 150, 200$ мм и минимальным диаметром 10 мм, устанавливаемая у подошвы фундамента с соблюдением толщины защитного слоя бетона.

5. КИРПИЧНЫЙ ПРОСТЕНОК

Для варианта монолитного железобетонного перекрытия наружной несущей конструкцией здания служит кирпичная стена. При толщине стены, назначенной по теплотехническому расчету для заданного района строительства, проверяется несущая способность простенка первого этажа. Ширина простенка назначается по архитектурным соображениям, исходя из принятой ширины и расположения оконных проемов.

Определение действующих на простенок продольной силы и изгибающего момента от внешней нагрузки выполняют согласно указаниям [7], [8] с учетом жесткой конструктивной схемы здания. Продольная сила N вычисляется от нагрузки с вышележащих перекрытий, конструкции покрытия и собственной массы стены в границах осей смежных оконных проемов, изгибающий момент M – от внецентренного опирания первого перекрытия над рассматриваемым этажом и ветровой нагрузки.

Расчетное сопротивление кладки определяют по заданным маркам кирпича и раствора по [7]. Расчет выполняется в соответствии с п.7.7 [7] как внецентренно сжатого элемента. Если несущая способность простенка окажется недостаточной, кладку следует усилить косвенным армированием.

Расчетным простенком является простенок первого этажа (см. рис. 2.9). Высота этажа принимается по заданию. Ширину и высоту оконного проема принять 1.2 м и

1.8 м соответственно. Необходимо принимать по два оконных проема в пролете. Плотность кирпичной кладки принять $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$.

Собственный вес стены всех вышележащих этажей $N1$ определяется выражением (76):

$$N1 = S \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n, \quad (76)$$

где S – площадь боковой поверхности расчетной полосы стены (заштрихованная область на рисунке 2.9 д));

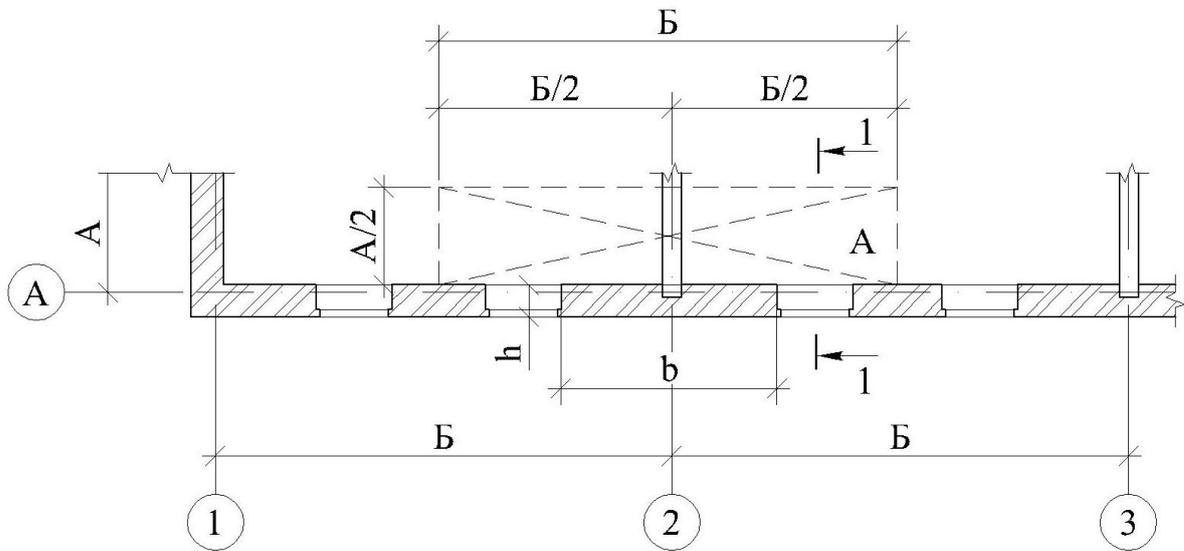
h_{np} – толщина стены;

ρ – плотность кирпичной кладки;

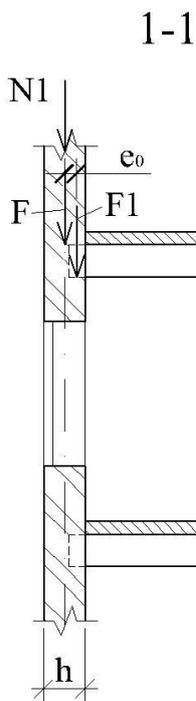
γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_n – коэффициент надежности по назначению здания.

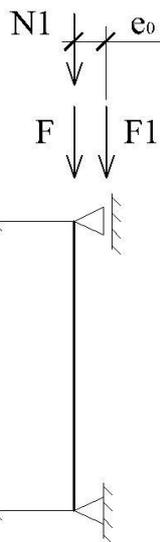
а)



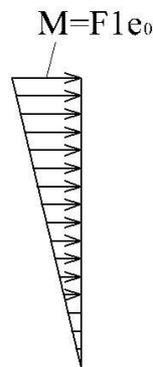
б)



в)



г)



д)

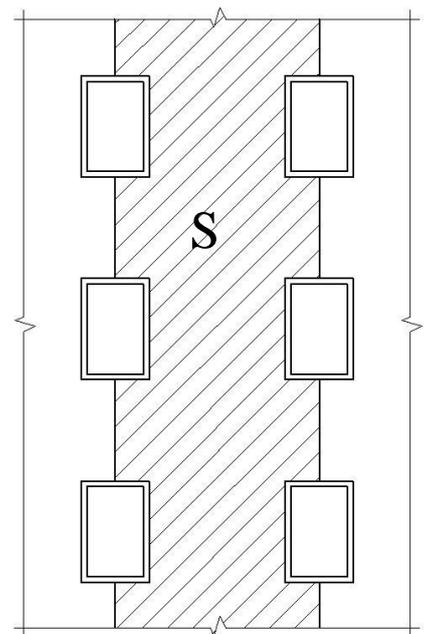


Рис. 2.9. Расчетная схема простенка:

а) – план; б) – вертикальный разрез стены; в) – расчетная схема; г) – эпюра моментов; д) – фрагмент фасада

Площадь расчетной полосы стены определяется по выражению (77):

$$F_{np} = (b + b_{ок}) \cdot H_{зд} - b_{ок} \cdot h_{ок} \cdot n_{эт}, \quad (77)$$

где b – ширина простенка;
 $b_{ок}$ – ширина оконного проема;
 $H_{зд}$ – высота здания;
 $h_{ок}$ – высота окна;
 $n_{эт}$ – количество этажей здания.

Нагрузку от покрытия и перекрытий всех вышележащих этажей (включает в себя нагрузку от кровли, железобетонной панели перекрытия, снега, железобетонных панелей покрытия, пола, нагрузки от ригелей (балок), временной нагрузки от перекрытий) F определяют по формуле (78):

$$F = (g + v) \cdot A \cdot (n - 2) + q_{п.ч.п.} \cdot A + \frac{A_{гл.б.} \cdot \rho_{ж/б}}{B} \cdot A \cdot (n - 1), \quad (78)$$

где $(g+v)$ – полная расчетная нагрузка (кН/м²) от междуэтажного монолитного железобетонного перекрытия;

A – грузовая площадь;
 n – количество этажей;
 $q_{п.ч.п.}$ – расчетная нагрузка от покрытия и чердачного перекрытия;
 $A_{гл.б.}$ – площадь поперечного сечения главной балки;
 $\rho_{ж/б}$ – объемный вес железобетона;
 B – расстояние между разбивочными осями здания.

Нагрузку на простенок от перекрытия, расположенного непосредственно над рассматриваемым этажом $F1$ определяют по выражению (79):

$$F1 = (g + v) \cdot A + \frac{A_{гл.б.} \cdot \rho_{ж/б}}{B} \cdot A. \quad (79)$$

Таким образом, в уровне опирания перекрытия на простенок действует общая (расчетная) продольная сила N (80):

$$N = N1 + F + F1. \quad (80)$$

Эксцентриситет продольной силы $F1$ относительно центра тяжести сечения простенка определяется согласно рис. 2.10.

На рис. 2.10, y – расстояние от наиболее сжатой грани до центра тяжести сечения. Для прямоугольного сечения $y=h/2$.

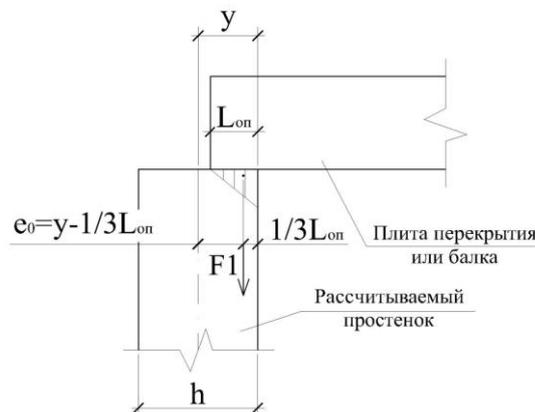


Рис. 2.10. Определение эксцентриситета e_0

При этом, эксцентриситет e_0 не должен превышать $0,9y$.

Изгибающий момент в простенке от внецентренно действующей продольной силы $F1$ вычисляют по формуле (81):

$$M = F1 \cdot e_0. \quad (81)$$

Эксцентриситет полной продольной силы относительно центра тяжести сечения простенка (82):

$$e = \frac{M}{N}. \quad (82)$$

Для определения расчетного сопротивления R , модуля упругости кладки E , упругой характеристики кладки α и т.д. и соответствующих коэффициентов условий работы кладки следует обратиться к п.6 [7].

Определение расчетной длины элемента l_0

В зависимости от способа закрепления кладки определяется расчетная длина элемента:

- а) при неподвижных шарнирных опорах $l_0 = H$, где H – высота этажа;
- б) для свободно стоящих конструкций $l_0 = 2H$;
- в) при жестких опорах и заделке перекрытия в стену $l_0 = 0,9H$;
- г) при монолитном перекрытии, опирающемся по четырем сторонам в стену $l_0 = 0,8H$.

Площадь сжатой зоны сечения

Для прямоугольных сечений:

$$A_c = A \cdot \left(1 - e \cdot \frac{2}{h} \right). \quad (83)$$

Для тавровых сечений (в случае наличия «четвертей» в кладке, пилястр и т.д.):

$$A_c = 2 \cdot (y - e) \cdot b, \quad (84)$$

где A – площадь всего сечения;

h – толщина стены;

b – ширина сжатой полки или толщина стенки таврового сечения в зависимости от направления эксцентриситета.

Определение коэффициента продольного изгиба φ

Для коэффициента продольного изгиба φ необходимо найти гибкость элемента λ :

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i}. \quad (85)$$

Или прямоугольного сплошного сечения:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}. \quad (86)$$

В формулах (85) и (86):

l_0 – расчетная высота (длина) элемента;

i – наименьший радиус инерции сечения элемента;

h – меньший размер прямоугольного сечения.

По найденной гибкости λ_i или λ_h и по упругой характеристике α определяется φ по таблице 19 [7].

Если значение гибкости превышает предельную ($\lambda = 54$), то необходимо ее уменьшить путем увеличения толщины стены h .

Если $\lambda < 4$, то $\varphi = 1$.

Гибкость сжатой зоны сечения элемента определяется по выражениям (87)-(88):

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} \quad (87)$$

или

$$\lambda_{ic} = \frac{H}{i_c}, \quad (88)$$

где h_c и i_c – высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения A_c в плоскости действия изгибающего момента.

H – высота этажа.

Для прямоугольного сечения: $h_c = h - 2e$.

Для таврового сечения (при $e > 0.45y$) допускается приближенно принимать $h_c = 2(y - e)$.

По таблице 19 [7] определяем φ_c – коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения в плоскости действия изгибающего момента.

Окончательная гибкость элемента: $\varphi_1 = \frac{\varphi_c + \varphi}{2}$.

Определение коэффициента ω

Для произвольной формы сечения: $\omega = 1 + \frac{e}{2y} \leq 1.45$.

Для прямоугольного сечения: $\omega = 1 + \frac{e}{h} \leq 1.45$.

Если коэффициент $\omega > 1.45$ (для любой формы сечения), то принимается $\omega = 1.45$.

Если при определении ω значение $2y < h$, то вместо $2y$ в формулу подставляется h .

Определение коэффициента, учитывающего длительность действия нагрузки

Коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, определяется по выражению (88):

$$m_g = 1 - \eta \cdot \frac{N_{дл}}{N} \cdot \left(1 + \frac{1.2 \cdot e_{дл}}{h} \right), \quad (89)$$

где $N_{дл}$ – расчетная продольная сила от длительных нагрузок;

η – коэффициент, принимаемый по таблице 21 [7];

$e_{дл}$ – эксцентриситет от действия длительных нагрузок.

Если $h \geq 30$ см или $i \geq 8.7$ см коэффициент m_g следует принимать равным единице.

Проверка прочности неармированной кладки

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega \quad (90)$$

Если условие (90) не выполняется, то:

- необходимо изменить размеры сечения;

- прочностные характеристики материалов;
- ввести косвенное армирование.

Для повышения несущей способности простенка можно ввести сетчатое (косвенное) армирование в виде сеток или «зигзагов», укладываемых в горизонтальные ряды. При этом повышение несущей способности кирпичной кладки обуславливается восприятием сетками поперечных растягивающих усилий, потому что деформативность сеток значительно ниже деформативности кладки. Сетчатое армирование горизонтальных швов кладки рекомендуется применять, когда повышение марок кирпича, камней и растворов не обеспечивает требуемой прочности кладки, а площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена или увеличение не целесообразно. Армированная кладка выполняется на растворах марки не ниже 50 при высоте ряда кладки не более 150 мм.

Сетчатое армирование целесообразно, если выполняются следующие условия:

- а) эксцентриситет приложения нагрузки не должен выходить за пределы ядра сечения (для прямоугольного сечения $e < 0.17h$);
- б) гибкость сжатых элементов не должна превышать следующих величин: $\lambda_h < 15$ или $\lambda_i < 53$;
- в) минимальный процент армирования должен составлять 0.1%;
- г) высота ряда кладки должна быть не более 150 мм.
- д) процент армирования кладки не должен быть выше определяемого по формуле (91):

$$0.1\% \leq \mu \leq \frac{50R}{\left(1 - \frac{2e}{y}\right) \cdot R_s} \quad (91)$$

В противном случае сетчатое армирование вводить не следует.

Также при армировании меньше 0.1% сечение рассчитывается как неармированное. В качестве сетчатого армирования рекомендуется применять проволоку класса B500.

Расчет внецентренно сжатых элементов с сетчатым армированием при малых эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольного сечения $e \leq 0.17h$) следует производить по формуле (92):

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A_c \cdot \omega \quad (92)$$

А в случае прямоугольного сечения по формуле (93):

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A \cdot \left(1 - \frac{2e}{h}\right) \cdot \omega \quad (93)$$

где $R_{skb} \leq 2R$ - расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами при марке раствора M50 и выше по формуле (94):

$$R_{skb} = R + \frac{p \cdot \mu \cdot R_s}{100} \cdot \left(1 - \frac{2e}{y}\right) \leq 2R, \quad (94)$$

а при марке раствора менее M25 (при проверке прочности кладки в процессе ее возведения) для кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами по формуле (95):

$$R_{skb} = R + \frac{p \cdot \mu \cdot R_s}{100} \frac{R}{R_{25}} \cdot \left(1 - \frac{2e}{y}\right) \leq 2R, \quad (95)$$

где R – расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки;

p – коэффициент, принимаемый при пустотности кирпича (камня) до 20% включительно равным 2, при пустотности от 20% до 30% включительно – равным 1.5, при пустотности выше 30% – равным 1;

μ – процент армирования кладки;

R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

R_{25} – расчетное сопротивление кладки сжатию при марке раствора М25.

Требуемый коэффициент армирования кладки (для раствора марки М50 и выше) находится по формуле (96):

$$\mu = \frac{(R_{skb} - R) \cdot 100}{2 \cdot R_s \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right)} > 0.1\% \quad (96)$$

где $y = h/2$.

Временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150 мм определяется по формуле (97) (для кладки с сетчатым армированием):

$$R_{sku} = k \cdot R + \frac{2R_{sn} \cdot \mu}{100}, \quad (97)$$

где k – коэффициент, принимаемый по таблице 15 [7];

R – расчетное сопротивление неармированной кладки сжатию;

R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры растяжению в армированной кладке, принимаемые для сталей классов А240 и А300 в соответствии с [4], а для сталей класса В500 – с коэффициентом условий работы 0.6 также по [4].

Упругая характеристика кладки с сетчатым армированием определяется по формуле (98):

$$\alpha_{sk} = \alpha \cdot \frac{R_u}{R_{sku}}, \quad (98)$$

где R_u – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки (99):

$$R_u = k \cdot R. \quad (99)$$

По вычисленным гибкостям λ по формулам (85) или (86) и по упругой характеристике α_{sk} определяется коэффициент продольного изгиба φ по таблице 19 [7].

Далее определяется гибкость сжатой зоны сечения элемента по выражениям (87) или (88).

По таблице 19 [7] определяется φ_c – коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения армированной кладки в плоскости действия изгибающего момента. Далее вычисляется окончательная гибкость армированного элемента:

$\varphi_1 = \frac{\varphi_c + \varphi}{2}$. Коэффициенты m_g и ω определялись выше по формуле (89) и подраздела 2.4.4 соответственно.

После вычисления всех составляющих проверяется условие прочности армированной кладки по формуле (93) или (94).

После вычисления прочности армированного простенка необходимо определить требуемый шаг сеток по высоте кладки простенка (100):

$$s = \frac{2A_{st}}{\mu \cdot c}, \quad (100)$$

где A_{st} – площадь поперечного сечения одного стержня диаметром 3...6 мм;
 c – шаг стержней сетки (размер ячейки сетки);
 μ – требуемый коэффициент армирования, найденный по формуле (96).

Величину s принимают кратной высоте ряда кладки с учетом требований, что арматурные сетки рекомендуется укладывать не реже чем через 5 рядов кладки из обыкновенного кирпича, через 4 ряда кладки – из утолщенного кирпича или через 3 ряда кладки – из керамических камней. Расстояние между стержнями сетки принимают в пределах $3 \text{ см} < c < 12 \text{ см}$, а диаметр стержней – 3...6 мм. Толщина швов кладки должна превышать диаметр арматуры не менее чем на 4 мм. Предельные диаметры арматуры в горизонтальных швах кладки не должны превышать 6 мм при пересечении арматуры в швах и 8 мм – при применении сеток «зигзаг».

Далее необходимо вычислить фактический процент армирования кладки простенка с учетом уже назначенного шага сеток по высоте кладки простенка и сравнить его с максимальным процентом армирования кладки простенка (101):

$$\mu = \frac{2A_{st}}{s \cdot c} \cdot 100 \leq \mu_{\max} = \frac{50R}{\left(1 - \frac{2e}{y}\right) \cdot R_s}. \quad (101)$$

ПРИЛОЖЕНИЕ

Вспомогательная таблица для расчета изгибаемых элементов
прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой

$\xi = x/h_0$	$\zeta = z_b/h_0$	α_m	$\xi = x/h_0$	$\zeta = z_b/h_0$	α_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,1	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,2	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* [Текст]. М., 2011. – 81 с.
2. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения [Текст]. М.: Стандартинформ, 2015. – 14 с.
3. Байков, В.Н., Сигалов, Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов [Текст]. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
4. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 [Текст]. М., 2012. – 156 с.
5. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* [Текст]. М., 2011. – 173 с.
6. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* [Текст]. М., 2011. – 162 с.
7. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81* [Текст]. М., 2012. – 104 с.
8. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81) [Текст]. М.: Центральный институт типового проектирования, 1989. – 152 с.
9. Заикин, А.И. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий (примеры расчета) / А.И. Заикин [Текст]. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2002. – 273 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	1
1. МОНОЛИТНОЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ	2
1.1. Компоновка перекрытия	2
1.2. Монолитная железобетонная плита	4
1.3. Монолитная второстепенная балка	9
2. СБОРНОЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ.....	17
2.1. Компоновка перекрытия	17
2.2. Сборная железобетонная плита	18
2.3. Сборный железобетонный ригель	23
3. ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КОЛОННА	31
4. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ ФУНДАМЕНТ ПОД КОЛОННУ.....	36
5. КИРПИЧНЫЙ ПРОСТЕНОК	39
Приложение: Вспомогательная таблица для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой.....	47
Библиографический список	48

Железобетонные и каменные конструкции многоэтажного здания

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

к выполнению курсового проекта №1
для студентов, обучающихся по направлению
08.03.01 "Строительство" и специальности 08.05.01 "Строительство уникальных
зданий и сооружений" всех форм обучения

Составители: **Поликутин** Алексей Эдуардович, **Панфилов** Дмитрий Вячеславович,
Окунев Михаил Михайлович, **Зябухин** Павел Алексеевич

Подписано в печать 2018.
Формат 60×84/16. Бумага для множительных аппаратов.
Усл. печ. л. 50. Тираж экз. Зак. № .

ФГБОУ ВО «Воронежский государственный технический
университет»

394026 Воронеж, Московский просп., 14

Участок оперативной полиграфии издательства ВГТУ
394026 Воронеж, Московский просп., 14