

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования

«МАЙКОПСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра строительных и общепрофессиональных дисциплин

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению курсового проекта по дисциплине

«Конструкции городских сооружений и зданий»

По направлению 08.03.01 – «Строительство»

очной и заочной формы обучения

Майкоп-2019

УДК 624.01(07)
ББК 38.5
М-54

Рассмотрено на заседании учебно-методического совета направления
подготовки 08.03.01 Строительство

Составители: Гонежук С.Ю . ст. преподаватель.
Шишова Р.Г. канд. техн. наук, доцент

Рецензент: Меретуков З.А.
Профессор, доктор техн. наук

Методическое пособие содержит описание последовательности действий студента при выполнении курсового проекта, включает в себя рекомендации по, составу, объему, содержанию и оформлению курсового проекта, указания и требования, предъявляемые к конструкторской документации, список литературы

Общие положения

До начала выполнения курсового проекта студент должен изучить соответствующие разделы курса "Конструкции городских сооружений и зданий".

В курсовом проекте предусмотрены расчет и конструирование основных несущих сборных железобетонных конструкций многоэтажного здания с полным железобетонным каркасом: плиты перекрытия, ригеля, колонны и фундамента. Необходимо также выполнить расчет армокирпичного столба как варианта железобетонной колонны.

Проектируемое здание — жесткой конструктивной схемы. Перекрытия — балочные сборные с использованием многопустотных плит и ригелей с полками, Колонны — квадратного сечения с прямоугольными скрытыми консолями. Сопряжение колонн и ригелей — полужесткое. Фундаменты — монолитные железобетонные. Горизонтальные нагрузки воспринимаются диафрагмами жесткости.

Курсовой проект состоит из пояснительной записки и чертежей.

В *пояснительной записке* нужно привести задание и все необходимые расчеты с поясняющими эскизами и схемами. Она должна быть оформлена на листах А4 машинописным текстом с поясняющими рисунками. На обложке нужно указать; название вуза (БГТУ им В.Г.Шухова), кафедры (ГСХ), название курсового проекта (дисциплины), кто выполнил, принял (фамилии и инициалы), группу, год. Рамки и штампы на листах пояснительной записки необязательны.

Выполнение проекта начинают с компоновки конструктивной схемы перекрытия, когда задают или определяют тип и состав полов, направление, шаг и размеры сборных элементов. В пояснительной записке приводят план перекрытия с раскладкой и маркировкой плит, ригелей и (монтажную схему).

Расчеты и конструирование нужно выполнить для одной плиты, ригеля, колонны, фундамента и армокирпичного столба, т.е. разработать пять конструкций. Плиту перекрытия запроектировать предварительно напряженной и рассчитать по двум группам предельных состояний, остальные конструкции — без преднапряжения и расчеты — только по несущей способности.

Расчет каждой конструкции должен включать: исходные данные и конструктивное решение, статический расчет (определение расчетных длин и пролетов, нагрузок, усилий), конструктивный расчет (подбор рабочей арматуры, для плиты перекрытия дополнительно — расчеты по деформациям, образованию и ширине раскрытия трещин). вертикальные нагрузки на перекрытия нужно определять до табл. 3 СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», снеговые на покрытие — по табл. 4 этих норм. Ветровые горизонтальные и особые нагрузки: можно не учитывать.

Все расчеты должны сопровождаться необходимыми пояснениями, рисунками, схемами, таблицами. По результатам каждого расчета в пояснительной записке нужно привести эскизы армирования с принятыми размерами конструкций. Объем пояснительной записки — 30-40 с.

Графическую часть курсового проекта необходимо выполнить на одном листе формата А1 (840x595) или других стандартных размеров. Рамки и штампы

обязательны. Графическая часть должна содержать маркировочные схемы (план перекрытия и поперечный разрез здания) и рабочие чертежи всех (кроме армокирпичного столба) конструкций в составе:

- 1) виды (опалубочные чертежи) с расчетными схемами и обозначениями мест опирания при складировании и строповке;
- 2) схемы армирования, сечения, узлы и детали;
- 3) конструкции арматурных каркасов, сеток и закладных деталей;
- 4) спецификация арматуры;
- 5) показатели на один элемент;
- 6) примечания.

Элементы 4 и 5 рабочих чертежей достаточно выполнить только для одной конструкции: плиты, ригеля или колонны. Для конструкций с простым армированием (фундаментов) элементы 1, 2 и 3 можно совмещать.

Рабочие чертежи конструкций нужно оформить в соответствии с требованиями ГОСТ Р21.1501-92 и ГОСТ Р21.1101-92. В данных методических указаниях приведен пример оформления чертежей курсового проекта в соответствии с существующими требованиями.

К защите принимаются курсовые проекты, выполненные в полном объеме по своему варианту и без ошибок. Защита курсового проекта проводится в форме собеседования. По результатам защиты и с учетом качества проекта предусмотрен дифференцированный зачет, без которого студенты к экзаменам не допускаются.

1. Компоновка конструктивной схемы перекрытия

При заданной сетке колонн необходимо обосновать направление и шаг ригелей, основные, размеры ригелей и плит.

Выбор направления и шага ригелей производится на основании следующих требований:

- 1) направление ригелей для всего перекрытия целесообразно принимать одинаковым и выбирать с учетом светотехнических соображений: лучше если оно совпадает со световым потоком;
- 2) поперечное направление ригелей обычно позволяет создать более жесткую конструктивную схему здания;
- 3) плиты перекрытия нежелательно опирать на продольные стены с оконными проемами;
- 4) шаг ригелей равен шагу колонн.

С этих позиций в курсовом проекте целесообразно принять поперечное направление ригелей, их шаг (шаг колонн) приведен в задании на курсовой проект.

Тип поперечного сечения ригеля зависит от назначения здания и величины нагрузки. В курсовом проекте студентам целесообразно принять наиболее распространенное для гражданских зданий сечение, изображенное на рис. 1.

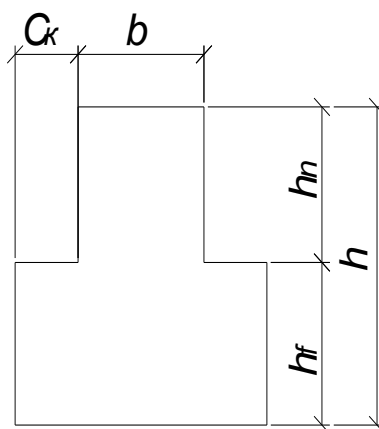


Рис. 1. Поперечное сечение ригеля

Высота h и ширина b ригеля упрощенно могут быть приняты равными:
 $h = (1/10-1/15) \cdot l$; $b = (0,3-0,5) \cdot h$.

Обычно принимают $b = 20$ см. Другие размеры принять по существующим типовым решениям:
 $h_n = 22$ см; $C_k = 10$ см.

Ширина плит перекрытия выбирается так, чтобы оси надколонных плит совпадали с осями колонн, а число типоразмеров плит было минимальным. В проекте их ширина должна быть принята кратной 10 см в пределах 0,8-1,6 м; число типоразмеров плит не должно быть более трех (рядовые, надколонные, пристенные). Высоту плиты принять типовой, равной 22 см.

Выбрав и обосновав конструктивное решение перекрытия, в пояснительной записке вычерчивают его монтажный план с указанием величин пролетов, привязок, размеров плит и маркировкой всех конструкций. Пример оформления плана перекрытия приведен на рис. 2.

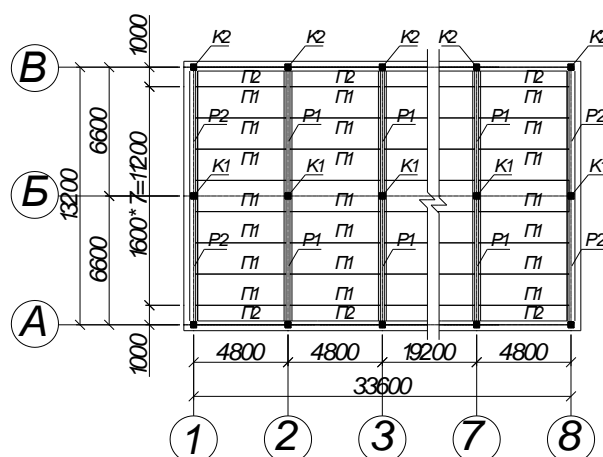


Рис. 2. Пример плана сборного перекрытия

2. Расчет и конструирование многопустотной плиты

2.1. Конструктивное решение

В курсовом проекте разрабатывают одну из плит перекрытия. Она опирается на ригели короткими сторонами и рассчитывается как балка двутаврового профиля, свободно лежащая на двух опорах.

Предварительно уточняют размеры поперечного сечения плиты и приводят его к эквивалентному двутавровому на основе следующих конструктивных требований:

- конструктивная ширина плиты на 1 см меньше номинальной;
- диаметр, количество и размещение пустот назначают, из условия максимального снижения веса плиты, при этом толщина бетона выше и ниже пустот должна быть не менее 25-30 мм, а между пустотами — 30-35 мм;
- контуры продольных боковых поверхностей плит устраивают с выступами для улучшения заполнения швов бетоном; ширина швов должна быть не 20 мм, высота выступа — 60-100 мм;
- для удобства расшивки швов и во избежание местных околов на нижних поверхностях продольных боковых граней плит устраивают продольные фаски размером 15х15 мм. Кроме того, для обеспечения совместной работы плит в составе диска перекрытия на их боковых поверхностях устраиваются круглые или прямоугольные углубления (шпонки). Пример поперечного сечения плиты представлен на рис. 3.

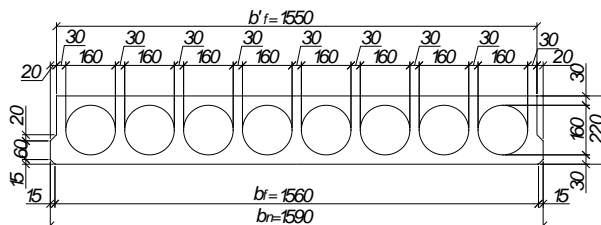


Рис. 3. Поперечное сечение многопустотной плиты

Приведение сечения плиты к двутавровому осуществляют путем вычитания суммы ширины квадратных пустот, эквивалентных по площади круглым ($a = 0,9 \cdot d$). Поэтому при ширине плиты по верху b'_f , высоте h , диаметре пустот d основные размеры двутаврового сечения следующие:

- ширина верхней полки b'_f , нижней — b_f ;
- высота верхней и нижней полки — $h'_f = h_f = (h - 0,9d)/2$;
- ширина ребра — $b = b'_f - n \cdot 0,9 \cdot d$, где n — число пустот,

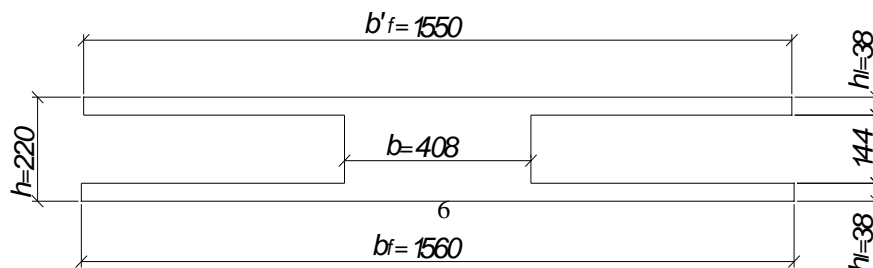


Рис. 4. Эквивалентное двутавровое сечение плиты

Расчетный пролет плиты l_0 при шаге колонн B , ширине ригеля b , ширине консоли $C_k = 10$ см можно определить по рисунку 5 из выражения:

$$l_0 = B - b - C_k - 4 \text{ см.}$$

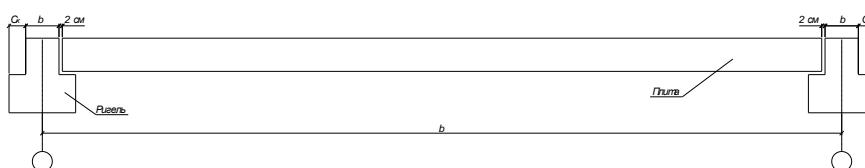


Рис. 5. К определению расчетного пролета плиты

2.2. Статический расчет плиты

Расчетные нагрузки на 1 м^2 плиты определяют в табличной форме (таблица 1).

Нормативная нагрузка от веса перегородок на 1 м^2 перекрытия g_o^n принимается в зависимости от их размещения в плане, размеров и объемного веса материалов. В курсовом проекте она может быть принята: для промышленных зданий — 1 кПа , для жилых и общественных — $1,5 \text{ кПа}$. Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{fo} = 1,2$.

Таблица 1 Расчетные нагрузки на 1 м^2 плиты

Вид нагрузки	Нормативн	γ_f	Расчетная
1 . Постоянная			
Вес перегородок	g_o^n	γ_{fo}	$g_o = \gamma_{fo} \cdot g_o^n$
Вес пола:			
паркет $0,02 \cdot 8 = 0,16$			
цементная стяжка			
керамзитобетон			
$\sigma_1^n = 1,32 \text{ кПа}$	σ_1^n	γ_{c1}	$\sigma_1 = \gamma_{c1} \cdot \sigma_1^n$
вес многопустотной	σ_2^n	γ_{c2}	$\sigma_2 = \gamma_{c2} \cdot \sigma_2^n$
Итого	$g^n = g_o^n + g_l^n +$		$g = g_o + g_l +$

2. Временная	n^n	γ_n	$n = \gamma_n \cdot n^n$
3. Полная	$q^n = q^n +$		$q = q + n$

Для определения нагрузки от собственного веса пола необходимо задаться его составом в зависимости от назначения здания. В таблице 1 приведен пример определения нагрузки от пола жилого дома. Для других зданий составом пола задаться самостоятельно и определить нагрузку, которая равна произведению толщины элемента пола на объемный вес материала.

Объемный вес материалов можно определить по таблице 22.1 [7] или другой справочной литературе, коэффициенты надежности по нагрузке в соответствии с таблицей 1 [2] принимают равным для стяжек и слоев, выполняемых в заводских условиях $\gamma_f = 1,2$, в построечных $\gamma_f = 1,3$.

Нагрузка от веса многопустотной плиты в курсовом проекте может быть принята равной 3 кПа, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$.

Временная нормативная нагрузка определяется в соответствии с назначением здания, указанным в задании, по табл. 3 [2], а коэффициент надежности по нагрузке — по табл. 2 и п. 3.7 [2].

Все нагрузки следует умножать на коэффициенты надежности по назначению γ_n , которые для зданий II класса, разрабатываемых в курсовом проекте, могут быть приняты равными 0,95.

Затем определяют полную расчетную нагрузку на 1 метр плиты:

$$q_n = q \cdot b_n,$$

где b_n — номинальная ширина плиты (на рисунке 3 $b_n = 1,3$ м).

Максимальные расчетные изгибающие момент и поперечная сила:

$$M = (q_n \cdot l_0^2) / 8; Q = (q_n \cdot l_0) / 2,$$

где l_0 — расчетный пролет плиты.

2.3. Конструктивные расчеты плиты

Назначают вид (тяжелый) и класс бетона по прочности на сжатие в пределах В20-В30, класс продольной рабочей арматуры Ат-V или Ат-VI, поперечной — Вр-1,

Затем выполняют расчеты плиты по первой (подбор продольной и поперечной арматуры) и второй (по образованию трещин, деформациям и раскрытию трещин) группам предельных состояний.

2.3.1. Подбор продольной арматуры

Площадь продольной рабочей арматуры определяют по схеме 1.

Схема 1. Расчет прочности нормальных сечений элементов таврового профиля с одиночной арматурой.

1. В зависимости от вида и класса бетона по табл. 13, 22 и 23 [1] определяют соответственно R_b и R_s ,

2. Находят рабочую высоту сечения $h_0 = h - a$; здесь $h = 22$ см — высота сечения плиты, величина a может быть принята равной 3 см.

3. Если $M \leq R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f')$, нейтральная ось находится в полке, сечение рассчитывают как прямоугольное шириной b_f' . При исходных данных

задания к курсовому проекту это условие обычно всегда выполняется. Условные обозначения — см. рисунок 5.

4. Определяют $A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2}$.

5. По таблице III. 1 [3] в зависимости от A_0 находят ξ и η .

6.1 Определяют $\omega_0 = 0,85 - 0,008 \cdot R_b$ и $\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \left(1 - \frac{\omega_0}{1,1}\right)}$, где R_b и R_s — в

мегапаскалях.

6.2 Определяют $\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{0,0035 E_s}}$

(второй способ определения ξ_R)

7. Проверяют условие $\xi \leq \xi_R$; для данного курсового проекта оно обычно всегда выполняется.

8. Требуемая площадь продольной рабочей арматуры:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0}.$$

9. По сортаменту подбирают необходимое количество стержней из условия, что диаметр арматуры плит обычно принимается в пределах 10—14 мм, а напрягаемые стержни устанавливают по краям плиты и между пустотами; возможно расположение стержней через одну пустоту, но они должны быть установлены симметрично,

10. Проверяют процент армирования $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\%$.

2.3.2. Подбор поперечной арматуры

Прочность наклонных сечений для многопустотных плит не является определяющей, поэтому в курсовом проекте подбор поперечной арматуры можно выполнить по упрощенной схеме 2.

Схема 2. Расчет прочности наклонных сечений.

1. По табл. 13 [1] определяют R_b и R_{bt} по табл. 22 и 23 [1] — R_{sw} для арматуры класса Вр-1.

2. Проверяют условие достаточной прочности наклонных сечений при действии главных сжимающих напряжений: $Q \leq 0,3 R_b \cdot b \cdot h_0$ где b — ширина ребра (рисунок 4). Для многопустотных плит это условие, как правило, выполняется, в противном случае увеличивают ширину ребра приведенного двутаврового сечения уменьшением числа пустот.

3. Если $Q \leq 0,6 R_{bt} \cdot b \cdot h_0$, поперечные стержни по расчету не требуются и в многопустотной плите могут не устанавливаться. Если условие не выполняется, производят расчет поперечной арматуры по пп. 4-9.

4. Величина горизонтальной проекции наклонной трещины равномерно распределенной нагрузке $C = 0,25 \cdot l_0$.

5. Поперечная сила, воспринимаемая бетоном $Q = \frac{2R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C}$.

6. Уточняют значение C : $C_0 = \frac{C \cdot Q_b}{Q - Q_b}$; $C_o = 2h_o$. Из двух значений C_o для дальнейших расчетов принимают меньшее.

7. Погонная нагрузка на хомуты $q_o = \frac{Q - Q_b}{C_o}$; $q_o = 0.5 \cdot R_{bt} \cdot b$. Для дальнейших расчетов принимают большее q_o .

8. Шаг поперечных стержней, требуемый по расчету, $S = \frac{R_{sw} - A_o}{q_o}$, где A_o — площадь стержней в одном сечении. Для определения A_o нужно задаться диаметром поперечных стержней и числом каркасов. Например, при стержнях диаметром 3 мм и четырех каркасах по сортаменту $A_o = 0,28 \text{ см}^2$.

9. Максимальный шаг поперечных стержней из условия, чтобы наклонная трещина не прошла между ними, $S_{\max} = \frac{1,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q}$.

10. По конструктивным требованиям: .

— при $h \leq 45 \text{ см}$ $S = 0,5h$ и $S = 15 \text{ см}$;

— при $h > 45 \text{ см}$ $S = h/3$ и $S = 30 \text{ см}$.

Из четырех значений S по пп. 8—10. принимают меньшее значение шага поперечных стержней, кратное 1 см. В средних четвертях пролета шаг хомутов может быть увеличен в 2 раза, но должен быть не более $0,75h$ и 50 см. В пустотных плитах каркасы с поперечной арматурой обычно устанавливают только в крайних четвертях.

2.3.3. Определение геометрических характеристик сечения плиты

По табл. 18 и 29 [1] нужно определить E_b и E_s , затем величину $\alpha = E_s/E_b$.

Площадь приведенного двутаврового сечения (см. рисунок 4)

где A_s -TM- суммарная площадь продольной рабочей арматуры.

Статический момент приведенного сечения грани:

$$A_{red} = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + b(h - h'_f - h_f) + \alpha \cdot A_s$$

где A_s — суммарная площадь продольной рабочей арматуры.

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани:

$$S_{red} = b'_f \cdot h'_f (h - 0,5 \cdot h'_f) + 0,5 \cdot b_f \cdot h_f^2 + b \cdot (h - h'_f - h_f) \cdot [(h - h'_f - h_f) / 2 + h_f] + \alpha \cdot A_s \cdot a$$

где a — расстояние от центра тяжести продольной растянутой арматуры до нижней грани плиты ($a = 3 \text{ см}$).

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани:

$$y = S_{red} / A_{red}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести:

$$I_{red} = \frac{b'_f \cdot (h'_f)^3}{12} + b'_f \cdot h'_f (h - y - 0,5 \cdot h'_f)^2 + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} +$$

$$b_f \cdot h_f (y - 0,5 h_f)^2 + \frac{b \cdot (h - h'_f - h_f)^3}{12} +$$

$$b(h - h'_f - h_f) \cdot \left(\frac{h - h'_f - h_f}{2} + h_f - y \right) + \alpha \cdot A \cdot (y - a)^2.$$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно растянутой грани:

$$W_{red} = I_{red} / y.$$

2.3.4. Величина и потери предварительного напряжения арматуры

Величину предварительного напряжения продольной растянутой арматуры σ_{sp} назначают из условия п. 1.23 [1]

$$\sigma_{sp} \leq R_{s,ser} - P; \sigma_{sp} \geq 0,3 \cdot R_{s,ser} - P,$$

где $R_{s,ser}$ — расчетное сопротивление продольной растянутой арматуры для второй группы предельных состояний, которое определяют по табл. 19 [1] или табл. 1 прил. V [3]. Метод предварительного напряжения арматуры целесообразно принять электротермический, а величину P , МПа, определить по формуле:

$$P = 30 + 360 / l;$$

где l — длина стержня (плиты), м.

Полученное по вышеприведенным формулам значение σ_{sp} колеблется в широких пределах. Обычно величину σ_{sp} назначают из условий требуемой жесткости и трещиностойкости. В курсовом проекте для упрощения расчетов разрешается принять значение σ_{sp} равным среднему между минимальным и максимальными значениями.

Арматура плиты — стержневая, ее натяжение предусматривается на упоры, бетон — тяжелый, подвергнутый тепловой обработке в камерах. В этом случае будут следующие потери предварительного напряжения.

— от релаксации напряжений в арматуре $\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp}$;

— от быстронатекающей ползучести:

$$\sigma_6 = 40 \sigma_{bp} / R_{bp} \text{ при } \sigma_{bp} / R_{bp} < \alpha;$$

$$\sigma_6 = 40 \alpha + 85 \beta (\sigma_{bp} / R_{bp} - \alpha) \text{ при } \sigma_{bp} / R_{bp} > \alpha,$$

где α и β — коэффициенты, принимаемые $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp}$, но не более 0,8;

$\beta = 5,25 - 0,185 R_{bp}$, но не более 2,5 и не менее 1,1;

σ_{bp} — напряжения в бетоне от усилия предварительного обжатия на уровне центра

тяжести арматуры: $\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_0^2}{I_{red}};$

$P = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_1); e_0 = y - a; R_{bp}$ — передаточная прочность бетона, которую нужно назначить, не ниже $0,7 R_b$;

— от усадки бетона $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$;

— от ползучести бетона:

$\sigma_9 = 150\alpha_1 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp}$ при $\sigma_{bp} / R_{bp} \leq 0,75$, и $\sigma_9 = 300\alpha_1(\sigma_{bp} / R_{bp} - 0,375)$ при $\sigma_{bp} / R_{bp} > 0,75$, где $\alpha_1 = 0,85$ — коэффициент, принимаемый для бетона, подвергнутого тепловой обработке.

Полные потери $\sigma_{los} = \sigma_1 + \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$. Они принимаются не 100 МПа.

2.3.5. Расчет по образованию нормальных трещин

Категория трещиностойкости плиты — третья. В ней при действии полной нормативной нагрузки допускается образование и ограниченное по ширине раскрытие трещин.

В таблице 1 приведены значения нормативных нагрузок:

g_n — постоянных и p_n — временных.

Погонные нагрузки на плиту: $g_{ln} = g_n \cdot b_n$; $p_{ln} = p_n \cdot b_n$, где b_n — номинальная ширина плиты.

Изгибающие моменты в плите от нормативных нагрузок:

от постоянной $M_1 = \frac{q_1^n \cdot l_0^2}{8}$; от временной $M_{sh} = \frac{P_1^n \cdot l_0^2}{8}$;

от полной $M = M_1 + M_{sh}$.

Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь:

$$P_{02} = A_s \cdot (0,9\sigma_{sp} - \sigma_{los}).$$

Расстояние от центра тяжести сечения до верхней ядровой точки:

$$r = 0,8 \cdot W_{red} / A_{red}.$$

Упругопластический момент сопротивления сечения относительно растянутой грани:

$$W_{pl} = 1,75 \cdot W_{red}.$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + P_{02} \cdot (e_0 + r),$$

где $R_{bt,ser}$ — расчетное сопротивление бетона растяжению для второй группы предельных состояний, определяемое по таблице 12 [1] или прил. III [3].

Если $M \leq M_{crc}$ — трещины не образуются, $M > M_{crc}$ — трещины образуются.

Дальнейшие расчеты по второй группе предельных состояний выполняют в зависимости от наличия нормальных трещин в растянутой зоне. Наклонные трещины для многпустотных плит не характерны, и расчет по их образованию в курсовом проекте можно не выполнять.

2.3.6. Определение прогибов плиты

Предельные прогибы плит перекрытий зданий, назначение которых определено заданием на курсовой проект, ограничены только эстетическими требованиями. Поэтому прогибы достаточно определить от действия постоянных нагрузок и усилия предварительного обжатия и сравнить с предельно допустимым $[f_{lim}]$, который для плоских перекрытий установлен равным: $1/200l_0$ при l_0 меньше 6 м и 3 см — при $l_0 = 6,0 — 7,5$ м. Если полученное значение прогиба существенно отличается от предельно допустимого, в курсовом проекте разрешается не менять величину преднапряжения и не делать пересчет. Однако

нужно сделать вывод: если $f < [f_{\text{lim}}]$ — необходимо уменьшить величину преднапряжения, если $f > [f_{\text{lim}}]$ — увеличить,

При отсутствии трещин в растянутой зоне кривизна плиты от действия постоянных нагрузок:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{2 \cdot M_1}{0,85 \cdot E_b \cdot I_{\text{red}}};$$

кривизна, обусловленная выгибом от кратковременного действия усилия предварительного обжатия:

$$\frac{1}{r_3} = \frac{P_{02} \cdot e_0}{0,85 \cdot E_b \cdot I_{\text{red}}};$$

кривизна, обусловленная выгибом вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия:

$$\frac{1}{r_4} = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_0},$$

где $\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s}$; $\varepsilon'_b = \frac{\sigma'_b}{E_s}$; $\sigma_b = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$; $\sigma'_b = \sigma_8$.

Полная кривизна плиты: $\frac{1}{r} = \frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_3} - \frac{1}{r_4}$.

Прогиб плиты: $f = \frac{5}{48} \cdot \frac{1}{r} \cdot l_0^2 \leq [f_{\text{lim}}]$.

При наличии трещин в растянутой зоне кривизна оси от действия постоянных нагрузок и усилия предварительного обжатия:

$$\frac{1}{r_3} = \frac{M_1}{h_0 \cdot z} \cdot \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0 \cdot 0,15 \cdot E_b} \right] - \frac{P_{02} \cdot \psi_s}{E_s \cdot A_s \cdot h_0}.$$

При определении кривизны вначале вычисляют величины:

$$\delta = \frac{M_1}{b \cdot h_0^2 \cdot R_{b,ser}}; \varphi = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0}; \lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2 \cdot h_0} \right).$$

Эксцентриситет суммарного продольного усилия:

$$e_{tot} = \frac{M_e}{P_{02}} - e_0.$$

Коэффициент армирования:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}.$$

Относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\lambda + \delta)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \cdot \frac{e_{tot}}{h_0} - 5};$$

при $\xi > 1$ принять $\xi = 1$.

Плечо внутренней пары сил:

$$z = h_0 \cdot \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \cdot \varphi + \xi^2}{2 \cdot (\varphi_f + \xi)} \right].$$

$$\text{Коэффициент } \varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M_1 - P_{02} \cdot (e_0 + r)};$$

при $\varphi_m > 1$ принять $\varphi_m = 1$.

Коэффициенты: $\psi_b = 0,9$;

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m) \cdot \frac{e_{tot}}{h_0}};$$

при $\psi_s > 1$ принять $\psi_s = 1$.

Затем определяют кривизну $\frac{1}{r_3}$ по тем же формулам, что и для элементов без

трещин.

$$\text{Полная кривизна плиты: } \frac{1}{r} = \frac{1}{r_3} - \frac{1}{r_4}$$

$$\text{Прогиб плиты: } f = \frac{5}{48} \cdot \frac{1}{r} \cdot l_0^2 \leq [f_{lim}].$$

2.3.7. Расчет по раскрытию нормальных трещин

Этот расчет выполняется только для конструкций, в которых образуются трещины (см. расчеты по п. 3.3.5). Определяют ширину продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин.

Напряжения в растянутой арматуре от действия постоянных нагрузок:

$$\sigma_{s,l} = \frac{M_1 - P_{02} \cdot (z - e_0)}{A_s \cdot z}.$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин, мм:

$$a_{crc,l} = \varphi_l \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d} \leq [a_{crc,l}],$$

где $\varphi_l = 1,6 - 15\mu$ при длительном действии нагрузки;

d — диаметр продольной рабочей арматуры, мм.

Приращение ширины раскрытия трещин от временной нагрузки $a_{crc,sh}$ определяют по тем же формулам с заменой M_l на M_{sh} при $\varphi_l = 1$.

Непродолжительная ширина раскрытия трещин:

$$a_{crc} = a_{crc,l} + a_{crc,sh} \leq [a_{crc}]$$

Для конструкций перекрытий предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин $[a_{crc,l}] = 0,3$ мм, непродолжительного — $[a_{crc}] = 0,4$ мм. При большом отличии расчетных значений ширины трещин от допустимых в курсовом проекте разрешается не менять величину преднапряжения и делать пересчет. Будет достаточным сделать вывод: при $a_{csc} < [a_{csc}]$ — нужно уменьшить величину преднапряжения, в ином случае — увеличить,

2.4. Конструирование плиты

Основные геометрические параметры плиты устанавливают при разработке конструктивного решения (п. 3.1). Количество и размещение продольной и поперечной рабочей арматуры назначают по результатам подбора продольной (п. 3.3.1) и поперечной (п. 3.3.2) арматуры.

Для предотвращения образования трещин на верхней поверхности плиты от усилия предварительного обжата на концевых участках каркасов в зоне действия максимальных поперечных сил устанавливают дополнительные стержни класса А—III на длине не менее $2h_0$. Площадь поперечного сечения этой арматуры должна составлять не менее $0,002bh_0$.

По всей верхней поверхности плиты укладывается горизонтальная арматурная сетка для «распределения» местных нагрузок, а восприятия напряжения от усадки бетона, усилий при изготовлении, транспортировке и монтаже, предварительного обжата, случайных механических воздействий и др. Площадь ее поперечного сечения может быть назначена, исходя из минимального процента армирования, равного 0,05%,

У концов плиты ниже напрягаемой арматуры устанавливают горизонтальные корытообразные сетки для предотвращения трещин вдоль напрягаемых стержней в зоне анкеровки и их продергивания. Длина каждой сетки — не менее 20 см и не менее 20 диаметров напрягаемой арматуры, диаметр стержней сеток — 3-4 мм, шаг — 50-100 мм, защитный слой — 10 мм.

У нижней грани плиты в середине пролета предусматривается такая же, но плоская горизонтальная распределительная сетка длиной 40—50 см.

В плите необходимо предусмотреть 4 монтажные петли, заглубленные в бетон. Петли устанавливают над пустотами. Для возможности строповки в пустотах у петель предусматривают отверстия. Диаметр петель устанавливают расчетом, в курсовом проекте можно принять петли Ø12 А-I.

Для обеспечения сопротивления смятию плиты на опорах от вертикальной нагрузки вышележащих стен и опорного давления, а также ликвидации «мостика холода» концевые участки пустот на длине 15 см заделывают с одного конца бетонными пробками, с другого — предусматривают сужение пустот.

По результатам расчета и конструирования в пояснительной записке необходимо провести эскиз армирования плиты, пример которого дан на рисунке 6.

Поперечное сечение плиты

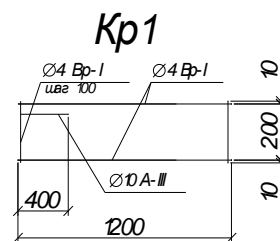
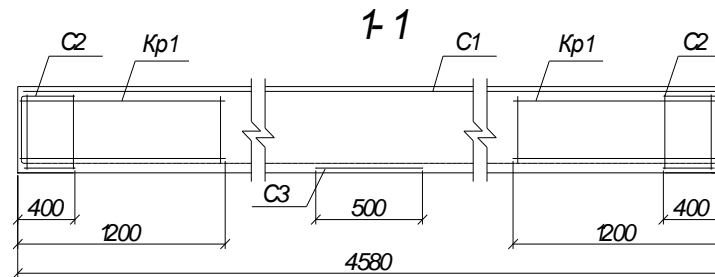
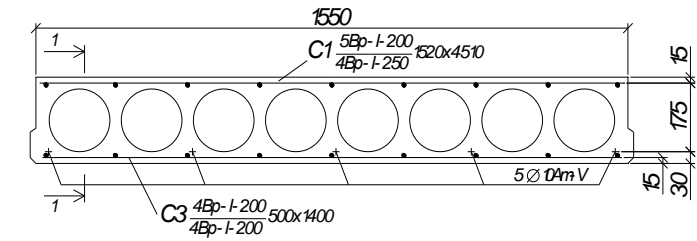


Рис. 6. Пример армирования многопустотной плиты

3. Расчет и конструирование ригеля перекрытия

В курсовом проекте необходимо запроектировать ригель с полужесткими стыками на опорах. Такие ригели наиболее широко применяются в гражданских зданиях. Особенности полужестких стыков, определяющими их расчет являются постоянные продольные изгибающие моменты на опорах ригеля. В ригелях каркасов по серии 1.020-1 для жилых и общественных зданий величина опорного момента всегда равна 55 кНм. Это обеспечивается за счет использования во всех стыках одинаковых калиброванных закладных деталей — "рыбок" (рис. 7).

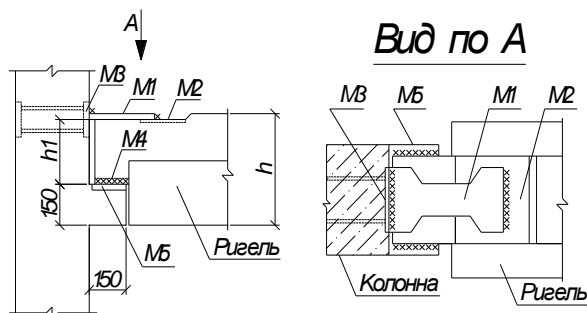


Рис. 7. Конструкция стыка ригеля с колонной

«Рыбки» (*M1*) приваривают к закладным деталям колонн и ригелей. Для возможности последующего обетонирования в целях защиты стальных деталей от коррозии в верхней части ригелей устраивают углубления.

Для опирания ригелей консоли на колоннах выполняют скрытыми в подрезках ригелей, что обусловлено эстетическими требованиями. Подрезки у опор ригелей снижают высоту их поперечного сечения, а следовательно, и прочность наклонных сечений в зонах действия максимальных поперечных сил,

Для обеспечения достаточной прочности наклонных сечений ригелей в местах подрезок часть нижней продольной арматуры (обычно 2 стержня) отгибают под углом 45° и анкеруют сварным соединением с закладной деталью.

Расчет ригеля начинают с определения нагрузки на погонный метр

$$q_1 = q \cdot B + A \cdot \gamma \cdot \gamma_f \cdot 0.95$$

где q — полная расчетная нагрузка на 1 м² плиты (см. табл.1);

B — шаг ригелей (колонн) — из задания;

A — площадь поперечного сечения ригеля, м²; размеры поперечного сечения установлены ранее (см. п. 2);

γ — объемный вес железобетона

$$\gamma = 2500 \text{ кз/м}^3 (\gamma = 25 \text{ кН/м}^3);$$

γ_f — коэффициент надежности по нагрузке ($\gamma_f = 1.1$).

Расчетный пролет ригеля

$$l_0 = l - b_k - 20 \text{ см},$$

где l — пролет ригеля (из задания);

b_k — ширина сечения колонны; на данном этапе расчета можно принять $b_k = 30 \text{ см}$.

Максимальные расчетные усилия в ригеле:

в пролете $M = \frac{q_1 \cdot l_0^2}{8} - 55 \text{ кН} \cdot \text{м}$; на опорах $Q = \frac{q_1 \cdot l_0}{2}$.

Затем выполняют конструктивные расчеты. Задаются классом бетона по прочности на сжатие (В20-В30) и классом арматуры: продольной рабочей и отгибов (А-III) и поперечной (А-I). По схеме 1 (п. 3.3.1) производят расчет прочности нормальных сечений и определяют площадь продольной рабочей арматуры A_s . Подбирают по сортаменту 4 стержня нужного диаметра с площадью $A_{s1} \geq A_s$. Следует иметь в виду, что ширина сечения, вводимая в расчет, равна b (см. рис. 1). Условие п. 3 схемы 1 проверять не нужно.

При расчете прочности наклонных сечений учитывают, что часть поперечной силы воспринимается отгибами

$$Q_{inc} = A_{inc} \cdot R_s \cdot \sin \alpha,$$

где A_{inc} — площадь поперечного сечения отгибов ($A_{inc} = 0,5 A_{s1}$);

R_s — расчетное сопротивление отгибов ($R_s = 365 \text{ МПа}$);

α — угол наклона отгибов, $\sin \alpha = 0,707$ ($\alpha = 45^\circ$).

Поперечная сила, которая должна быть воспринята бетоном сжатой зоны и поперечной арматурой (хомутами):

$$Q_1 = Q - Q_{inc}$$

Подбор площади поперечной арматуры ригеля в опорной части нужно выполнить по схеме 2 (п. 3.3.2) на поперечную силу Q_1 . Диаметр хомутов рекомендуется принять 6-8 мм, число каркасов — 2. Высота поперечного сечения ригеля — h_1 ширина — b (рис. 7). На остальной части ригеля, где его высота равна h , шаг хомутов можно принять по конструктивным требованиям (п. 10 схемы 2).

Расчет калиброванной закладной детали («рыбки») выполняют из условия, что она должна обеспечить восприятие изгибающего момента на опоре ригеля $M = 55 \text{ кНм}$. При плече внутренней пары сил h_1 (рис. 7) усилие, воспринимаемое закладной деталью:

$$N = M / h_1.$$

Требуемая площадь поперечного сечения закладной детали из стали ВСтЗпс ($R_s = 225 \text{ МПа}$)

$$A_s = N / R_s$$

Толщину калиброванной закладной детали обычно равной 10 мм, ширину средней части — исходя из требуемой площади поперечного сечения A_s .

Калиброванная закладная деталь $M1$ (рис. 7) крепится сваркой к закладной детали ригеля $M2$, которая в свою очередь должна быть приварена к верхним продольным стержням арматурного каркаса ригеля. Требуемая площадь этих стержней из арматуры класса А-III

($R_s = 365 \text{ МПа}$)

$$A_s = N / R_s$$

По сортаменту нужно принять 2 стержня нужного диаметра.

Кроме того, выполняют расчеты сварных соединений стыка ригеля с колонной. В курсовом проекте можно эти расчеты не делать.

По результатам расчетов в пояснительной записке необходимо привести эскиз армирования ригеля. Кроме рабочей арматуры предусматривается монтажная: продольная — $\Phi 10$ А-I, поперечная, объединяющая плоские каркасы в пространственные — 0,3 диаметра продольной арматуры, шаг 500, класс А-I. Толщину закладных деталей рекомендуется принять равной 10 мм, другие размеры — из условия возможности устройства сварных соединений. Пример оформления эскиза ригеля приведен на рис. 8.

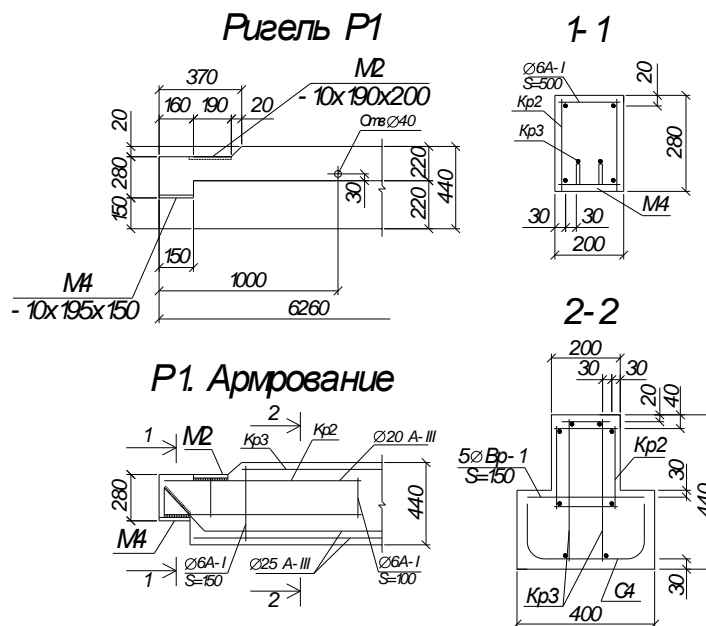


Рис. 8. Основные размеры и армирование ригеля

4. Расчет и конструирование колонны подвала

Статический расчет колонны выполняют, как правило, на ЭВМ в составе поперечной рамы. Результатом этого расчета являются значения усилий M , N , и Q . Необходимо отметить, что в колоннах многоэтажных каркасных зданий величина поперечной силы Q очень мала и ее в расчетах можно не учитывать.

При выполнении статического расчета вручную в курсовом проекте усилия M и N в колонне подвала среднего ряда с некоторыми упрощениями можно определить следующим образом.

В начале находят величину грузовой площади покрытия и каждого из перекрытий, нагрузка с которой передается на колонну:

$$A_{mp} = \frac{l_1 - l_2}{2} B$$

Обозначения указаны на рис. 9, где расчетная грузовая площадь заштрихована. Затем определяют расчетные нагрузки.

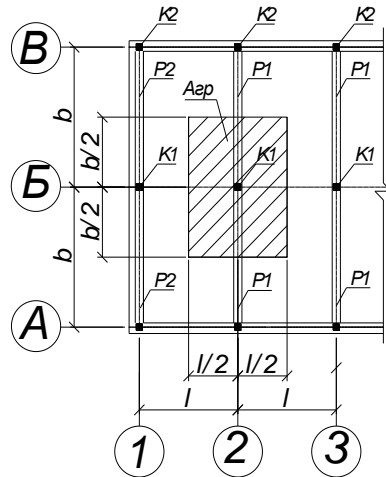


Рис. 9. К определению нагрузок на колонну.

Нагрузка на колонну от веса перекрытий

$$P_1 = \left(\frac{q_1}{B} - p \right) A_{ep} n_{пер}$$

где q — полная расчетная нагрузка на 1 погонный метр ригеля (см. расчет ригеля);

B — шаг ригелей, м;

p — временная расчетная нагрузка на 1 м² перекрытия (см. табл. 1);

$n_{пер}$ — число перекрытий в здании.

Нагрузка на колонну от веса покрытия

$$P_2 = \left(\frac{q_1}{B} - p - g_1 \right) A_{ep} + (\gamma_y \cdot \delta_y \cdot \gamma_{fy} + \gamma_c \cdot \delta_c \cdot \gamma_{fc} + q_k \cdot \gamma_{fk}) A_{ep}$$

где g_1 — расчетная нагрузка от веса пола (см. табл. 1);

γ_y, γ_c — объемный вес соответственно утеплителя стяжки, которые принимаются самостоятельно; можно задаться $\gamma_y = 100-600$ кг/м³; $\gamma_c = 1800$ кг/м³; при подсчете P_2 эти значения перевести в килоньютоны на кубометр;

δ_y, δ_c толщина соответственно утеплителя и стяжки; величина δ_y определяется теплотехническим расчетом; в курсовом проекте можно назначить δ_y ориентировочно и $\delta_y = 0,02$ м;

q_k — нагрузка от веса рулонной кровли — $q_k = 20$ кг/м² (0,2 кН/м²);

$\gamma_{fy}, \gamma_{fc}, \gamma_{fk}$ — коэффициенты надежности по нагрузке соответственно утеплителя, стяжки и кровли, которые здесь равны 1,3. Нагрузка от веса колонны

$$P_3 = b_k^2 (h_{под} + n \cdot h_{эт}) \cdot \gamma \cdot \gamma_f,$$

где b_k — предварительный размер поперечного сечения колонны

($b_k = 0,3$ м);

$h_{под}, h_{эт}$ — высота соответственно подвала и этажа (из задания);

n — число этажей (из задания);

γ — объемный вес железобетона — $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$ (25 кН/м^3);

γ_f — коэффициент надежности по нагрузке ($\gamma_f = 1,1$).

Постоянная расчетная нагрузка на колонну:

$$N_{sh} = (p \cdot n_{nep} + S_0 \cdot \gamma_{fc}) \cdot A_{cp}$$

Временная расчетная нагрузка на колонну

где S_0 — нормативный вес снегового покрова на 1 м^2 поверхности земли, принимаемый по табл. 4 [2] в зависимости от района строительства; район, где находится город, указанный в задании, определяется по карте 1 [2];

γ_{fc} — коэффициент надежности для снеговой нагрузки. Постоянная расчетная продольная сила в колонне подвала

$$N = N_1 + N_{sh}$$

Определение изгибающих моментов в колонне в курсовом проекте можно выполнить упрощенно из условия, что при полужестких стыках с ригелями максимальный момент в колонне возникает при загрузении временной нагрузкой одного из двух ригелей, опирающихся на колонну, причем момент воспринимается только колонной. В этом случае

$$M = 0,5 \cdot R \cdot e_1$$

где R — опорная реакция ригеля от временной нагрузки p (табл. 1) — $R = 0,5 \cdot p \cdot B \cdot l$, где B и l — шаг и пролет ригелей;

e_1 — эксцентриситет опорной реакции при принятых размерах колонны ($e_1 = 25 \text{ см}$).

Конструктивный расчет колонны выполняют как внецентренно сжатого элемента прямоугольного профиля с симметричной арматурой. Вначале устанавливают расчетную длину колонны l_0 которая может быть равной высоте подвала. Задаются классом бетона и арматуры. Для типов зданий, указанных в заданиях на курсовой проект, рекомендуется класс бетона колонн $B20-B35$, Продольная рабочая арматура $\Phi 12-40 \text{ А-III}$, поперечная — $\Phi 4-12 \text{ А-I}$ или $B-I$.

По справочным данным определяют R_b , E_b , R_s и R_{sc} .

Рабочая высота сечения $b_0 = h = a$; исходя из предварительно принятых размеров $b = h = 30 \text{ см}$, $a = 3 \text{ см}$.

Критическая продольная сила

$$N_{cr} = 0,15 \cdot \frac{E_b \cdot b \cdot h}{(l_0 / h)^2}$$

Случайный эксцентриситет e_a принимается равным наибольшему из трех значений: $e_a = l_a / 600$; $e_a = h / 30$; $e_a = 1 \text{ см}$.

Расстояние от точки приложения силы N до центра тяжести растянутой арматуры

$$e = e_0 \cdot \eta + h / 2 - a + e_a$$

где коэффициент $\eta = \frac{1}{1 - N / N_{cr}}$; эксцентриситет $e_0 = \frac{M}{N}$

Определяют значения величин $\omega_0 = 0,85 - 0,008 \cdot R_b$

и $\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \left(1 - \frac{\omega_0}{1,1}\right)}$, где R_b и R_s — в мегапаскалях

(или по формуле $\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{0,0035E_s}}$)

$$\delta = a' / h_0; a' = 3 \text{ см}; \alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0}; \alpha_m = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}.$$

Если $\alpha_n \leq \xi_R$, требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot [\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \cdot \alpha_n)]}{R_s \cdot (1 - \delta)} \quad \text{или} \quad A_s = A'_s = 0,002 \cdot b \cdot h, \quad \text{из двух значений}$$

принимают большее.

Если $\alpha_n > \xi_R$, то

$$A_s = A'_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot [\alpha_m - \xi (1 - 0,5 \cdot \xi)]}{R_s \cdot (1 - \delta)} \quad \text{или} \quad A_s = A'_s = 0,002 \cdot b \cdot h,$$

где $\xi = \frac{\alpha_n \cdot (1 - \xi_r) + 2 \cdot \alpha \cdot \xi_r}{1 - \xi_r + 2 \cdot \alpha}$; $\alpha = \frac{\alpha_m - \alpha_n \cdot (1 - 0,5 \cdot \alpha_n)}{1 - \delta}$; из двух значений принимают

большее.

По сортаменту подбирают два и более стержней диаметром не менее 16 мм с площадью сечения, равной или несколько превышающей требуемую. Определяют процент армирования

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% \geq 0,1\%.$$

Если $\mu \geq 3\%$, необходимо увеличить размер поперечного сечения колонны или класс бетона и повторить подбор арматуры. Продольную арматуру располагают у наиболее напряженных граней. Здесь — у граней, перпендикулярных плоскости поперечной рамы. Если $A_s \leq 0$, арматуру назначают по минимальному проценту армирования ($\mu_{\min} = 0,1$) и принимают не менее двух стержней Ф16 А—III.

Поперечную арматуру (хомуты) в колоннах обычно устанавливают без расчета. В сварных каркасах диаметр хомутов 0,3 диаметра продольной арматуры, шаг хомутов — не 20 диаметров продольных стержней сварных каркасах (15 диаметров при вязаных), не более удвоенной ширины колонны и не более 500 мм. Пример армирования колонны представлен на рис. 10.

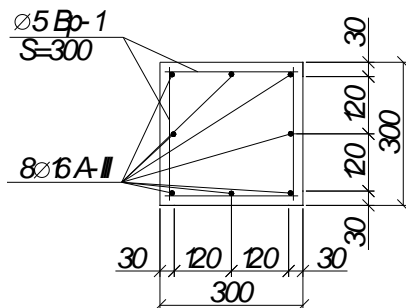


Рис. 10. Пример армирования колонны

Стык колонн осуществляется, как правило, на высоте 1 м от перекрытия. Наиболее экономичным и достаточно надежным для зданий со связевым каркасом считается стык колонн, выполненный путем ванной сварки выпусков арматуры, расположенных в подрезках (рис. 11).

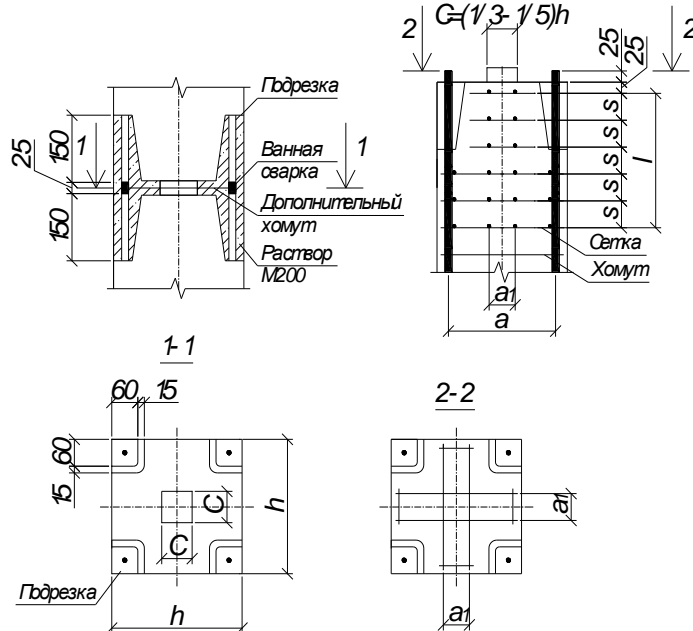


Рис. 11. Стык колонн с ванной сваркой выпусков арматуры

Расчет стыка выполняют для двух стадий его работы:

- для стадии монтажа проверяют прочность бетона центрирующего выступа на местное смятие при незамоноличенном стыке;
- для стадии эксплуатации при замоноличенном стыке подбирают параметры косвенного армирования в зоне анкеровки продольной арматуры, где она частично или полностью не включена в работу.

В курсовом проекте достаточно выполнить расчет стыка для стадии эксплуатации с некоторыми упрощениями, основанными на следующих исходных предпосылках:

1. Работа продольной рабочей арматуры в зоне ее анкеровки при расчете прочности не учитывается.
2. На основании предыдущих расчетов устойчивость колонн в полной мере обеспечивается бетоном и продольной арматурой.
3. Изгибающие моменты в колонне не велики, в месте стыка они близки к нулю; их влиянием на неравномерность распределения напряжений по сечению можно пренебречь.
4. Так как $l_0/h < 20$ случайные эксцентриситеты можно не учитывать.

С этих позиций расчет стыка выполняют следующим образом.

Вначале назначают шаг сеток косвенного армирования S в пределах 60–150 мм, но не более $h/3$. Сетки устанавливают у торца колонны на длине l , которая должна быть не менее десяти диаметров продольной арматуры и не менее размера поперечного сечения h . Размер ячеек a_l назначают в пределах 45–100 мм, но не

более $h/4$. Сетки выполняют из арматуры класса А-III, диаметр определяют расчетом.

Расчетная нагрузка на колонну первого этажа

$$N_1 = N - \frac{P_1 + P_3}{n_{\text{пер}}} - p \cdot A_{\text{сп}}.$$

Требуемое расчетное сопротивление бетона сжатию, усиленного косвенным армированием,

$$R_{b,\text{red}} = \frac{N_1}{A_{\text{ef}}},$$

где A_{ef} — площадь поперечного сечения колонны, ограниченная контуром сетки, без учета площади подрезок; на рис. 11 $A_{\text{ef}} = 5 \cdot a_1^2$.

Необходимый коэффициент косвенного армирования

$$\mu = \frac{R_{b,\text{red}} - R_b}{2 \cdot R_s}$$

Требуемая площадь одного стержня сетки

$$A_s = \frac{\mu \cdot A_{\text{ef}} \cdot S}{2 \cdot n \cdot l_1}$$

где n, l_1 — соответственно число стержней одного направления в сетке и длина стержня.

По сортаменту необходимо подобрать диаметр стержней сетки в пределах 6–14 мм, чтобы площадь каждого была или несколько больше A_s .

Консоли колонны ввиду небольшой высоты устраивают с жесткой арматурой, состоящей из двух сжатых и двух растянутых стержней класса А-III и вертикальных ребер-пластин, эти стержни (рис. 12)

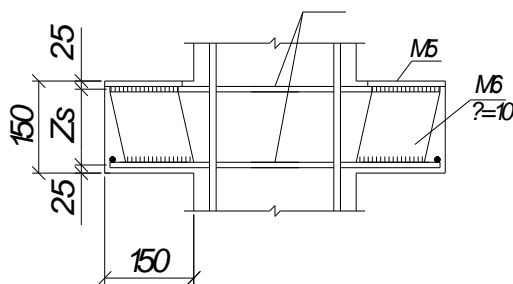


Рис. 12. Конструкция консолей колонны

Их расчет выполняют как изгибаемого элемента с арматурой.

Изгибающий момент в консоли

$$M = Q \cdot C$$

где Q — опорное давление ригеля, равное максимальной поперечной силе (см. статический расчет ригеля);

C — расстояние от грани колонны до точки приложения силы Q ($C = 10$ см).

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_{s1} = \frac{M}{R_s \cdot z_s}$$

где z_s — плечо внутренней пары сил ($z_s = 10$ см, см. рис. 12).

По сортаменту подбирают два стержня нужного диаметра. На срез от действия поперечной силы консоль рассчитывают без учета работы бетона как стальную конструкцию. В курсовом проекте этот расчет можно не выполнять и конструктивно принять толщину вертикальных $\delta = 10 \text{ мм}$

По результатам расчетов в пояснительной записке нужно привести рисунки с основными размерами и армированием колонны. Будет достаточно выполнить рис.10-12 с конкретными числовыми параметрами.

5. Расчет и конструирование фундамента под колонну

Для монолитного фундамента под сборную железобетонную колонну выполняют расчеты: подбор площади подошвы, определение высоты фундамента и его ступеней из расчета на продавливание, расчет на изгиб, расчет подколенника (стакана). В курсовом проекте последний расчет можно не выполнять, а параметрами стакана задаться по конструктивным требованиям.

Определение размеров подошвы фундамента

Изгибающий момент, передаваемый с колонны на фундамент, относительно мал, его можно не учитывать, фундамент условно считать центрально нагруженным, принять квадратным в плане с требуемым размером подошвы

$$a_{mp} = \sqrt{\frac{N}{R_0 - \gamma_m \cdot H_1}},$$

где N — полная расчетная продольная сила, передаваемая с колонны на фундамент (из расчета колонны);

R_0 — условное расчетное давление на грунт оснований (из задания);

γ_m — средний объемный вес фундамента и грунта на его уступах ($\gamma_m = 2 \text{ т/м}^3 = 20 \text{ кН/м}^3$);

H_1 — глубина заложения фундамента от пола подвала, которая предварительно может быть принята равной 1,0—1,5 м.

Размер стороны квадратной подошвы фундамента a принимают кратной 5 см. Фактическая площадь подошвы $A = a^2$.

Общую высоту фундамента определяют из условий:

— надежного защемления колонны в фундаменте:

$$H \geq b_k + 25 \text{ см};$$

— достаточной анкеровки продольных стержней колонны:

$$H \geq 20d + 25 \text{ см};$$

— предотвращения продавливания: $H \geq H_0 + a_s$;

где b_k, d — размер поперечного сечения и диаметр продольных стержней колонны;

a_s — величина защитного слоя бетона для фундаментов без подготовки ($a_s = 7 \text{ см}$);

H_0 — требуемая высота фундамента из условия сопротивления продавливанию

$$H_0 = \frac{b_k}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}};$$

R_{bt} — расчетное сопротивление бетона растяжению; для фундаментов рекомендуется бетон класса В10—В15;

p — фактическое давление на грунт под фундаментом ($p = N/A$).. Высоту фундамента принимают по большему из полученных значений, кратной 15 см.

Затем нужно задаться размерами стакана. Его дно (толщина бетона от низа стакана до подошвы фундамента) должно быть не, менее 20 см, толщина неармированной стенки— 20 см, глубина стакана H_{cm} — не менее b_k и $20d$ плюс 5 см. Ширина стакана назначается из условия, чтобы зазор между его внутренней стенкой и поверхностью колонны был 75 мм вверху и 50 мм внизу. Между дном стакана и нижним торцом колонны должна быть подливка из цементного раствора Рис. 13. Стакан фундамента толщиной 50 мм (рис. 13). Число ступеней фундамента устанавливают из условия, чтобы высота каждой из них была равной 30 или 45 см, а соотношение ширины ступени к ее высоте — в пределах 1-1,5, Можно приближать сопряжение ступеней к граням пирамиды продавливания, которая начинается у основания колонны и проходит до уровня арматурной сетки под углом 45° (рис. 14).

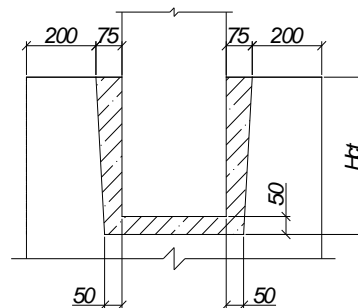


Рис. 13 - Стакан фундамента

Проверяют прочность на продавливание нижней ступени

$$P \leq R_{bt} \cdot \bar{b} \cdot H_{01},$$

где P — расчетная продавливающая сила ($P = N - p \cdot A_1$);

A_1 — площадь основания пирамиды продавливания $A_1 = (2H + b_k)^2$;

\bar{b} — средний периметр пирамиды продавливания $\bar{b} = 4 \cdot (H_{01} + H_2 + b_k)$.

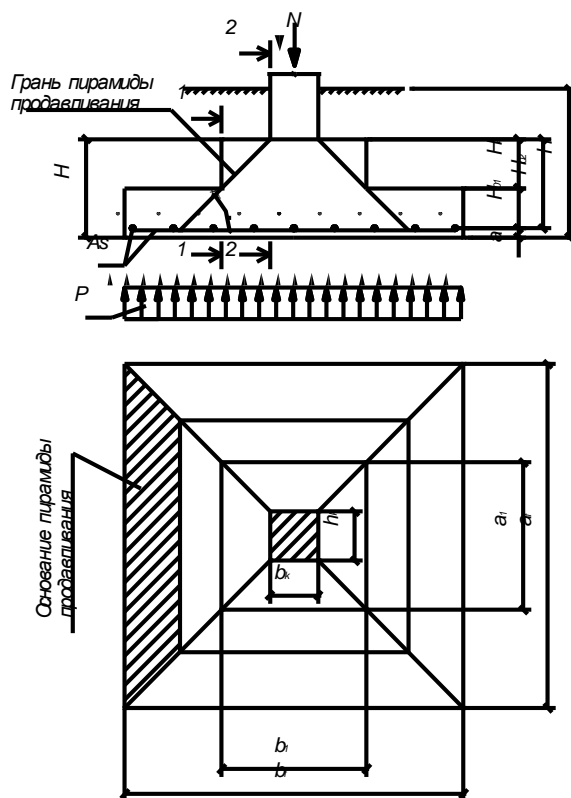


Рис. 14. К расчету фундамента под колонну

Если условие, предотвращающее продавливание, не выполняется, увеличивают высоту нижней ступени. Аналогично проверяют на продавливание другие ступени; в курсовом проекте эти расчеты можно не выполнять.

Расчет фундамента на изгиб производят как консольной опирающейся на колонну и загруженной реактивным давлением грунта.

Растягивающие напряжения в этой системе воспринимает арматурная сетка, площадь сечения которой определяют на прочность нормальных сечений 1-1 и 2-2 (см, рис. 14).

Изгибающие моменты в этих сечениях

$$M_1 = 0.125 p (b_f - b_k)^2 a_f, \quad M_2 = 0.125 p (b_f - b_k)^2 a_f$$

Требуемое сечение рабочей арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0.9 \cdot R_s \cdot H_{01}}, \quad A_{s2} = \frac{M_2}{0.9 \cdot R_s \cdot H_{02}}$$

где R_s — расчетное сопротивление растяжению арматуры класса А-III или А-II.

Необходимое армирование подбирают, по большему значению A_s . При этом диаметр стержней должен быть не менее 12 мм, а шаг — не более 25 см. По результатам расчета в пояснительной записке необходимо привести эскиз конструкции фундамента с установленными расчетами размерами и армированием.

6. Расчет армокирпичного столба

В курсовом проекте армокирпичный столб проектируется как вариант колонны и рассчитывается в условном предположении его центрального сжатия, когда нагрузка с перекрытия передается через железобетонную подушку с центрирующей прокладкой. Сопряжения столба с перекрытием и фундаментом считаются шарнирными.

Для столба необходимо использовать следующие материалы; силикатный кирпич марки М100-150, цементный раствор марки М50-100 и арматурную проволоку класса Вр-1.

Вначале определяют размеры поперечного (квадратного) сечения столба:

$$h_{mp} = \sqrt{\frac{N}{0.9 \cdot R_{sk}}},$$

где N — расчетная продольная сила (из расчета колонны);

R_{sk} — предварительное расчетное сопротивление сжатию армированной кладки ($R_{sk} = 1,5 R$);

R — расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки, которое в зависимости от марки кирпича и раствора может быть принято по табл. 2.

Таблица 2

Марка кирпича	Марка раствора		
	100	75	50
150	2.2	2.0	1.8
125	2.0	1.9	1.7
100	1.8	1.7	1.5

Размер поперечного сечения столба h принимают кратным размерам кирпича: 38, 51, 64, 77, 90, 103 см и определяют площадь:

$$A = h^2$$

Определяют гибкость

$$\lambda^h = l_0 / h$$

где l_0 — расчетная длина столба, равная высоте подвала за вычетом толщины перекрытия.

Коэффициент продольного изгиба φ в зависимости от гибкости столба из силикатного кирпича можно определить по табл. 3.

Таблица 3

Коэффициент продольного изгиба φ в зависимости от гибкости столба из силикатного

λ^h	4	6	8	10	12	14	16	18
φ	1.0	0.95	0.9	0.84	0.79	0.73	0.68	0.63

Требуемое расчетное сопротивление армированной кладки

$$R_{sk}^{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot A}$$

Необходимый процент армирования кладки:

$$\mu\% = \frac{R_{sk}^{mp} - R}{2R_s} \cdot 100\%$$

где R_s — расчетное сопротивление растяжению арматуры класса Вр-1 ($R_s = 365 \text{ МПа}$)

Процент армирования рекомендуется в пределах 0,1—1,0%

Назначается диаметр стержня сетки (3, 4, 5 мм) и шаг сеток по высоте S через 1—4 ряда (10, 20, 30, 40 см). По сортаменту определяют площадь одного стержня A_{st} . Требуемый размер квадратных ячеек сетки.

$$C_{mp} = \frac{2A_{st}}{\mu\% \cdot S} \cdot 100\%.$$

Значение C принимают в пределах 4—10 см кратно 1 см.

Рисунки армокирпичного столба в пояснительной записке можно не делать.

Достаточно представить результаты расчета в виде указаний, например:

"Армокирпичный столб сечением 51х51 см выполнить из силикатного кирпича марки М150 на растворе марки М75, армировать сетками Ф4 Вр-1, с ячейками 5 см и шагом 20 см".

7. Оформление графической части проекта

В графической части необходимо представить рабочие чертежи запроектированных конструкций: плиты перекрытия, ригеля, колонны и фундамента, а также монтажную схему перекрытия, стыки, узлы и детали. В сборных конструкциях необходимо предусмотреть монтажные петли и отверстия, технологические уклоны и зазоры, закладные детали.

Степень детализации рабочих чертежей должна быть такой, чтобы они легко читались и содержали всю информацию для изготовления конструкций. При оформлении графической части проекта следует руководствоваться требованиями ГОСТ Р 21.1501-92 и ГОСТ 21.1101-92. В объеме, необходимом для курсового проекта, эти требования изложены ниже в данном разделе методических указаний. Следует иметь в виду, что в учебной литературе обычно приведены не рабочие чертежи, а рисунки поясняющие текст, и на их оформление при выполнении графической части проекта ориентироваться не следует.

При выполнении рабочих чертежей железобетонных конструкций нужно соблюдать соотношение толщин линий, которое принято для изображения: S — ненапрягаемой арматуры (рабочей, монтажной, распределенной); $1,5 S$ — предварительно напрягаемой арматуры (линия штрих-пунктирная); $0,5 S$ — контуров железобетонного элемента; $0,25 S$ — осевых, размерных и выносных линий, где S — толщина сплошной основной линии, равная 0,6... 1,4 мм.

Рекомендуемое расположение чертежей на листе формата А1 (841х594 мм) представлено на рис. 15. Возможно использование других форматов и иное расположение чертежей. Цифрами на схеме обозначены:

1. Маркировочная схема (план) сборного междуэтажного перекрытия (М 1:100 или 1:200) с маркировкой элементов: плит, ригелей и колонн. Необходимо также показать наружные стены, оси, размеры пролетов и плит. Будет достаточно вычертить только часть перекрытия (2-3 пролета).

2. Сборная железобетонная многопустотная плита перекрытия (М 1:20, 1:50).

Рабочие чертежи состоят из видов (опалубочных чертежей), разрезов, схем

армирования, конструкций арматурных и закладных изделий. При необходимости разрабатывают узлы и детали

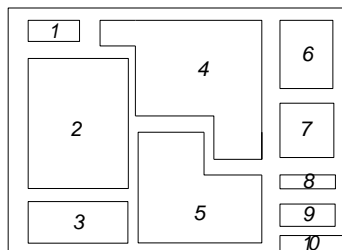


Рис. 15. Схема расположения чертежей

На опалубочных чертежах указывают: контуры, габаритные размеры, отверстия, монтажные петли, закладные детали с привязкой к концам или граням элемента, при необходимости — оси, отметки, места опирания при складировании и др.

На схемах армирования нужно показать: контуры и габаритные размеры, размещение плоских каркасов и сеток с их привязкой и маркировкой, монтажную арматуру, величину защитного слоя бетона. В каркасах с несимметричным армированием указывают их характерные особенности (как правило, положение рабочей арматуры). При возможности опалубочные чертежи и схемы армирования совмещают.

Арматурные и закладные изделия вычерчивают, как правило, отдельно; на них к каждому стержню делают выноску с указанием количества (или шага) стержней, их диаметра, класса арматуры и длины. Если на элемент составляют спецификацию, то на разрезах над чертой выноски показывают позицию, под чертой — сведения об арматуре, а на чертежах арматурных, закладных изделий и схемах армирования — только позицию.

При изображении сеток и каркасов обычно показывают только 1-2 крайних стержня (или контуры сетки) и стержни в местах изменения их диаметра и шага, и места перегибов. Сетки заводского изготовления можно не вычерчивать, а сделать ссылку с указанием их марки и, размеров. При необходимости на чертежах приводят пояснительные надписи.

Требования к оформлению рабочих чертежей при армировании сетками и каркасами других железобетонных конструкций аналогичны и не приводятся.

3. Узлы сопряжения сборных конструкций (М 1:10 1:20). Достаточно привести узел сопряжения ригелей со средней колонной (план и разрез) с нанесением основных размеров.

4. Ригель перекрытия с указанием марки (М 1:20 или 1:50). Его конструкция может быть представлена только до оси симметрии. Необходимо показать виды, схемы армирования, разрезы, конструкции каркасов с закладными деталями, калиброванной закладной детали. Так как для ригеля нужно сделать спецификацию, то на выносках к арматурным стержням следует указать номер позиции.

5. Конструкция сборной колоны подвала (М 1:20 или 1:50). Приводят вид, схему армирования, поперечные разрезы. Поперечную арматуру на схеме

армирования не показывают; вместо этого на прямоугольной шкале рядом со схемой армирования дают надписи с указанием позиции и шага поперечных стержней (хомутов). Отдельно в более крупном масштабе приводят армирование оголовка и консолей. Длину колонны нужно определять с учетом ее заделки в фундамент; стык колонн обычно предусматривают на высоте 1 м от перекрытия,

6. Монолитный фундамент под среднюю колонну (М 1:20 или 1:50). Учитывая симметрию, целесообразно на одной половине плана и разреза показать опалубочные размеры (вид), на другой — схему армирования. Нижнюю арматурную сетку на отдельном чертеже можно не показывать и привести сведения об арматуре непосредственно на схеме армирования.

7. Спецификация арматуры на один элемент. В курсовом проекте ее достаточно составить только на ригель. Рекомендуется упрощенная форма спецификации — групповая по ГОСТ Р 21.1501-92, которая приведена на рис. 16.

Спецификация арматуры
(наименование конструкции)

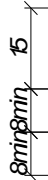
	Марка изд.	Поз. дет.	Наименование	Кол.	Масса одной дет., кг	Масса изделия, кг
	15	10	60	10	15	15
	125					

Рис. 16. Форма групповой спецификации арматуры

В графе "Марка изделия" указывают обозначенную на чертежах марку сетки, каркаса или закладной детали. Для стержней, которые не объединяются в каркас, обозначают: "отдельные стержни".

В графе «Позиция детали» указывают номер позиций стержня.

В графе «Наименование» записывают геометрические параметры детали, класс арматуры; например: $\Phi 16A-III, l = 3050$; или — $150 \times 10, l = 200$.

В «Количество» нужно указать количество стержней (деталей) в одном изделии, а в «Масса 1 детали» — массу в килограммах, определенную путем умножения указанной в сортаменте массы одного погонного метра стержня данного диаметра на его длину в метрах.

В графе «Масса изделия» приводят массу каркаса, сетки, закладной детали в килограммах, значение которой получают как сумму произведений массы каждой детали, входящей в изделие, на их количество.

8. Показатели на 1 элемент (выборку материалов) нужно выполнять только для ригеля в форме таблицы, приведенной на рис. 17.

Заполнение первых трех граф таблицы несложно и в комментариях не нуждается. Вес конструкции определяют умножением ее объема в кубометрах на объемный вес железобетона, равный $2,5 \text{ т/м}^3$. Полный расход стали вычисляют суммированием произведений массы каждого изделия (из последней графы спецификации) на количество изделий в конструкции и вносят в графу «Расход

стали. Всего, кг». Расход стали в килограммах на кубометр определяют делением полного расхода стали на объем бетона.

Показатели на один элемент

15 8 min	Марка элемента	Класс бетона	Объем бетона м ³	Масса, т	Расход стали	
					мм/кг	кг/м ³
	25	20	20	20	20	20
125						

Рис. 17. Форма таблицы показателей на один элемент

9. Примечания. В этом разделе приводят информацию, отсутствующую на чертежах. Как правило, здесь указывают величину временной нагрузки на перекрытие, класс и вид бетона запроектированных конструкций, метод и величину предварительного напряжения конструкций, способ изготовления каркасов и сеток, типы стыков сборных конструкций, способ зачеканки швов, передаточную и отпускную прочность бетона, метод защиты от коррозии закладных деталей, сведения об основаниях фундаментов, марку и вид камня и раствора для кладки столба, об его армировании, другие указания по изготовлению транспортировке и монтажу запроектированных конструкций.

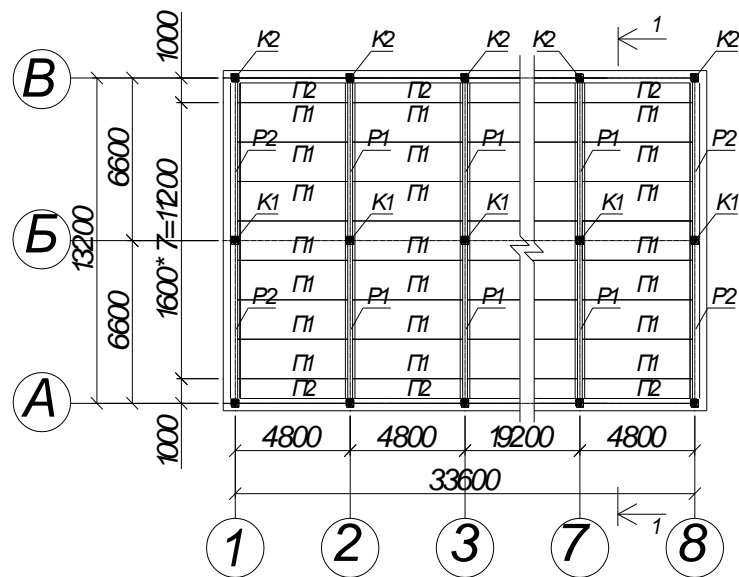
10. Угловой штамп курсового проекта (рис. 18).

				185			
				20	20	15	10
				70			
				15	15	20	
5x11=55				Курсовой проект по дисциплине "Конструкции городских сооружений и зданий"			
				Несущие конструкции многоэтажного здания			
	Разработал	Иванов		Рабочие чертежи конструкций	Стадия	Лист	Листов
	Проверил	Петров			У	1	1
				Маркированная осями, плита П1, двутавр Р1, колонна К1, фундамент Ф1, узлы, спецификации, показатели, приложения			
				БГТУ им. В.Г.Шухова группа ГС-41			

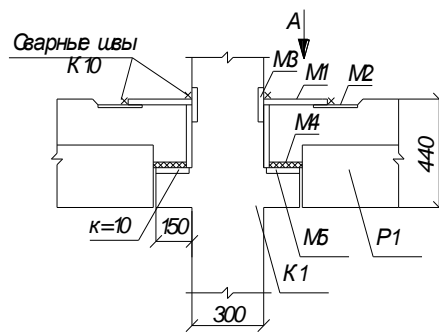
Рис. 18. Угловой штамп курсового проекта

8. Пример выполнения чертежей

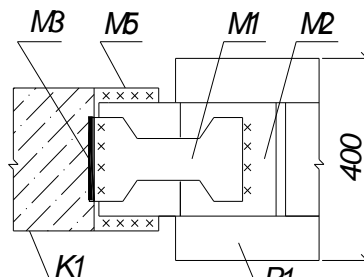
Маркированная схема межэтажного перекрытия



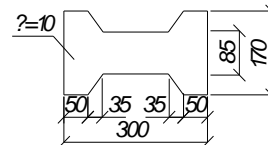
Стык ригеля с колонной



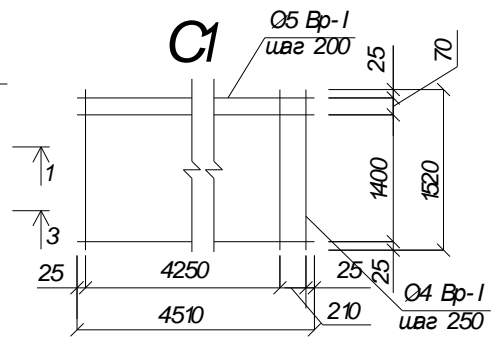
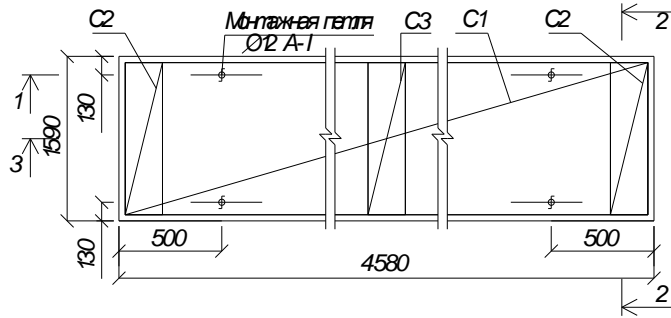
Вид по А



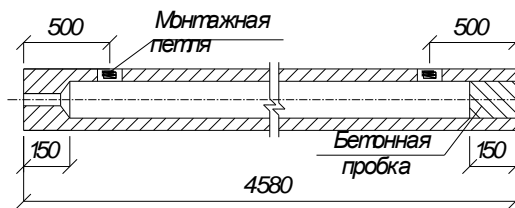
M1



Плита П-1

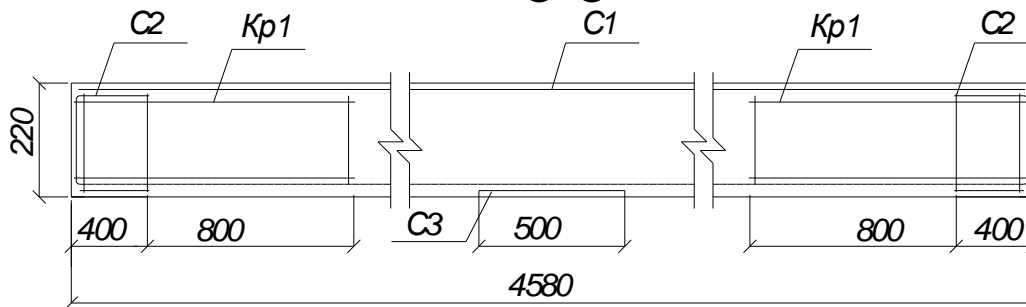
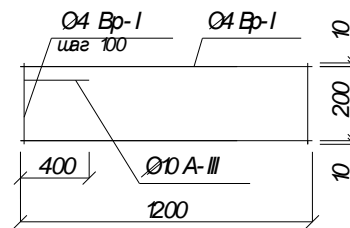


1-1

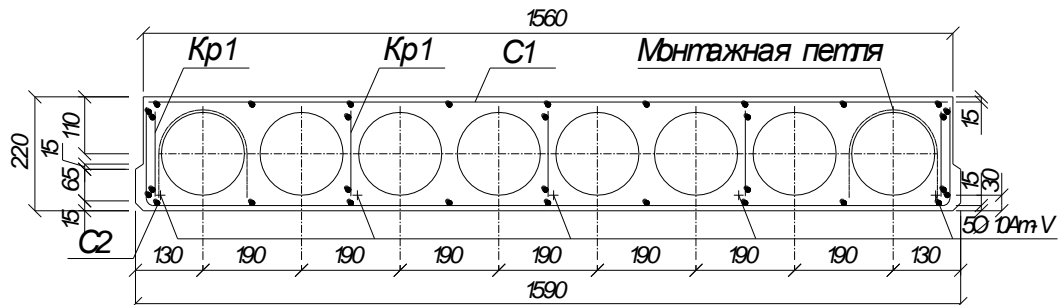


3-3

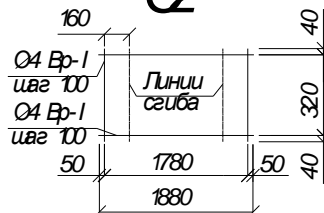
Кр1



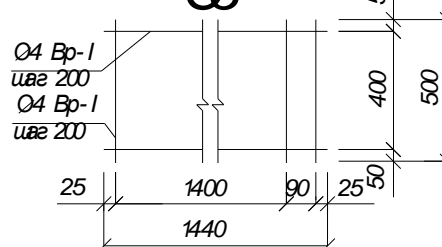
2-2

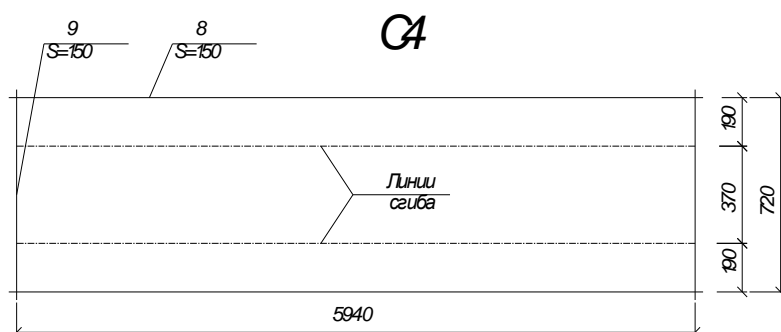
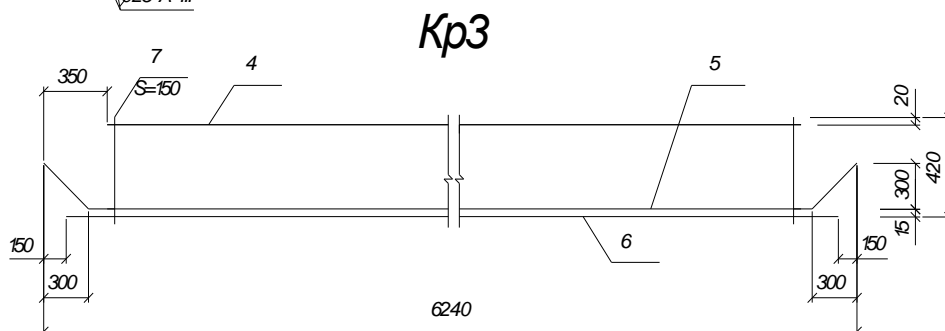
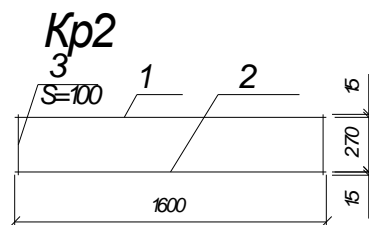
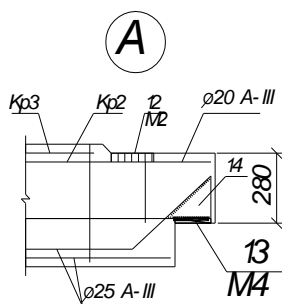
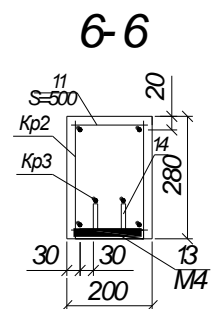
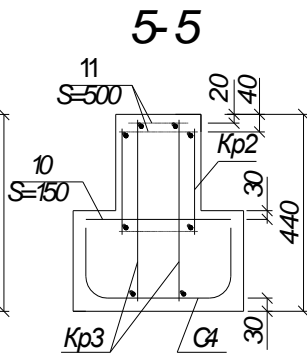
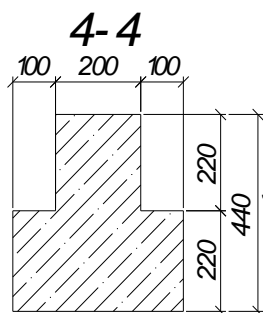
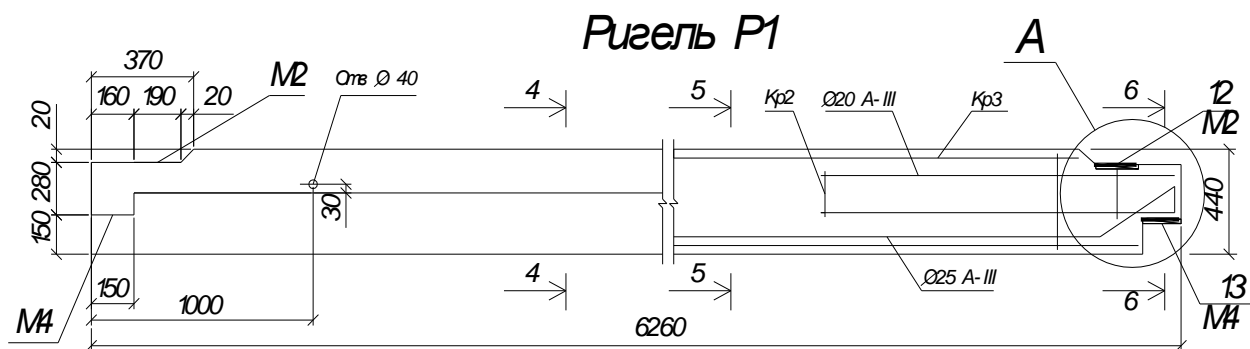


C2

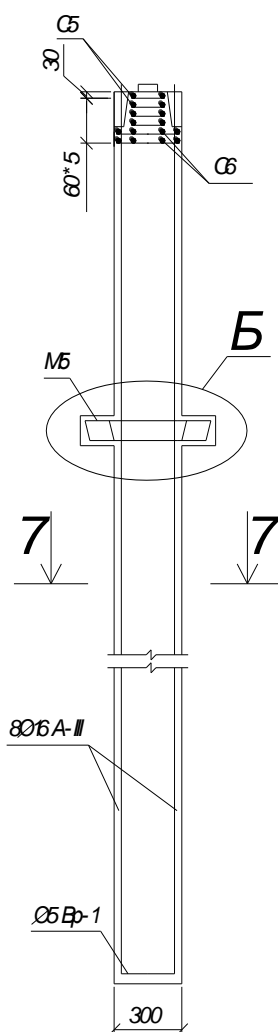
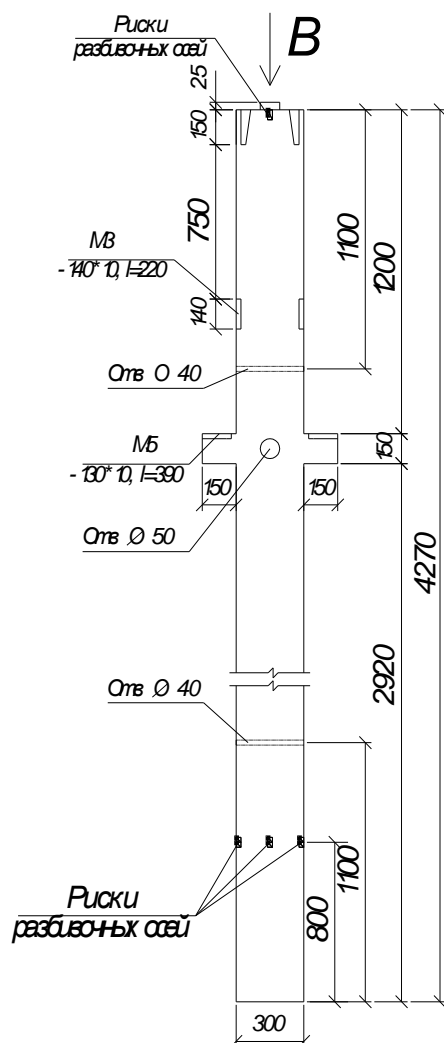


C3

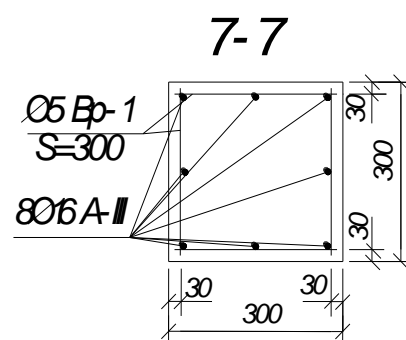
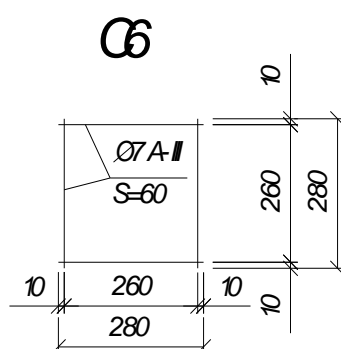
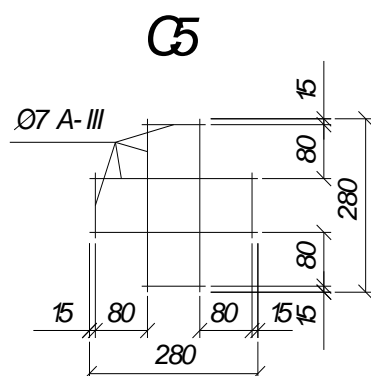




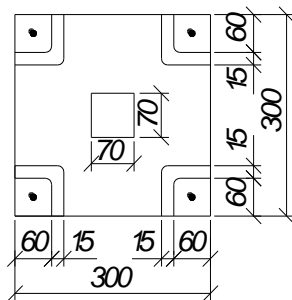
Колонна К1



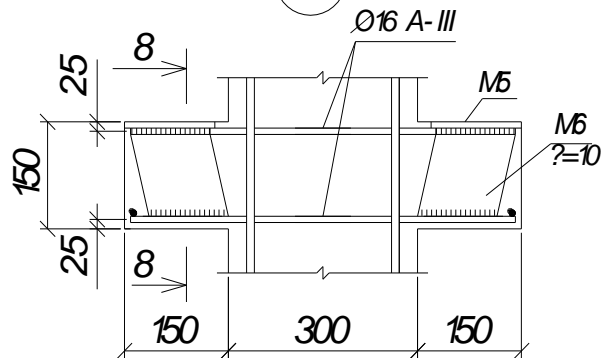
—	330
хомуты Ø 6A-I S=400	870
—	150
хомуты Ø 6A-I S=400	2920



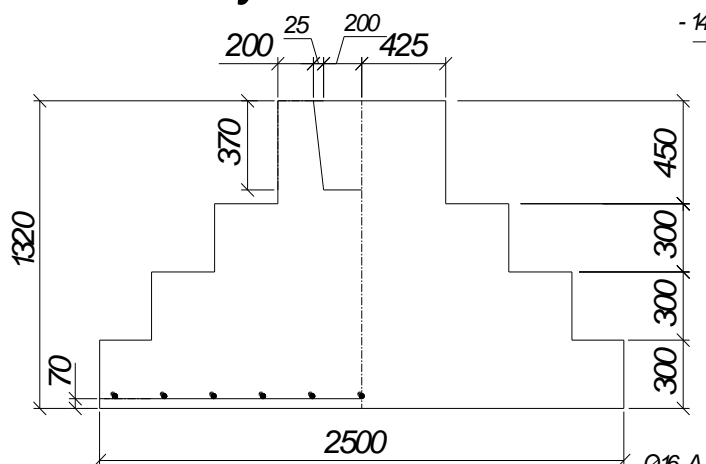
Вид по В



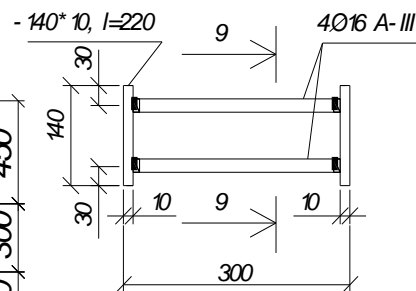
Б



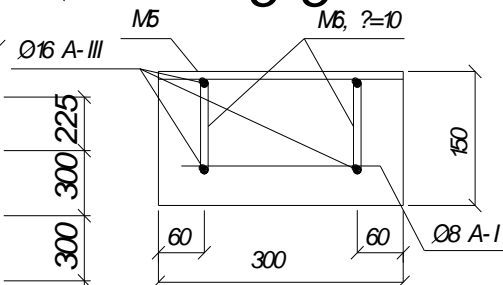
Фундамент Ф1



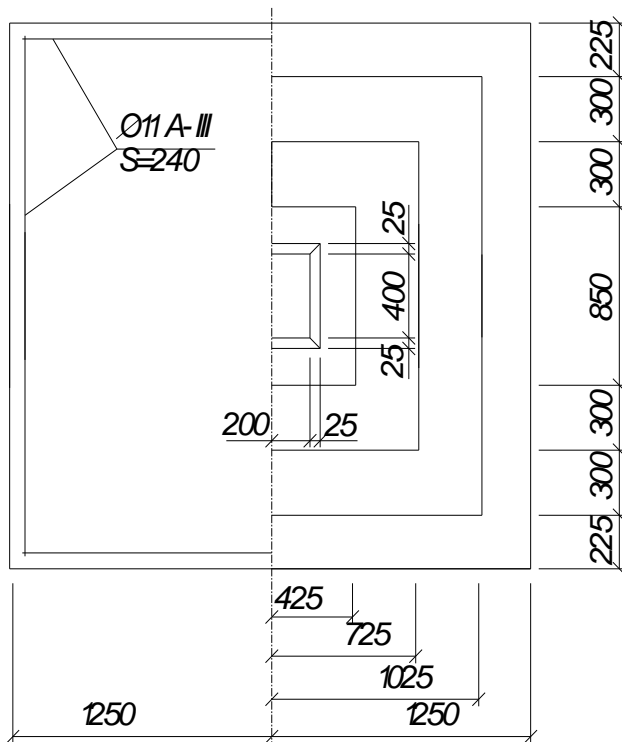
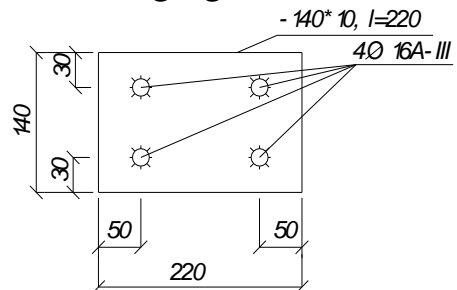
МВ



8-8



9-9



Спецификация арматуры ригеля Р1

Марка изделия	Габ. дет	Наименование	Кол.	Масса одной дет, кг	Масса изделия, кг
Кр2 шт4	1	Ø20 А-III, l=1600	1	3,9	4,94
	2	Ø10 А-I, l=1600	1	1,0	
	3	Ø6 А-I, l=270	16	0,06	
Кр3 шт2	4	Ø10 А-I, l=5540	1	3,4	52,07
	5	Ø25 А-III, l=6490	1	25	
	6	Ø25 А-III, l=5940	1	22,9	
	7	Ø8 А-I, l=420	40	0,17	
С4 шт1	8	Ø3 Вр-I, l=5940	5	0,31	0,35
	9	Ø3 Вр-I, l=750	39	0,04	
Оп. стержни и детали	10	Ø5 Вр-I, l=380	58	0,05	2,9
	11	Ø6 А-I, l=180	33	0,04	1,3
	12	- 190*10, l=200	16	3,0	6,0
	13	- 150*10, l=195	1	2,3	4,6
	14	- 150*10, l=150	1	0,8	1,6

Показатели на один элемент

Марка элемента	Класс бетона	Объем бетона	Масса, Т	Расход стали	
				кг/м ³	кг/м ²
Р1	В20	0,88	2,1	140,73	159,9

Примечания

- 1 Все конструкции рассчитаны на временную нагрузку на перекрытии, равную 157кг/м²
- 2 Плиты перекрытий запроектированы из тяжелого бетона класса В25, колонны В20, фундаменты В15. Опускная и придаточная прочность бетона не ниже 70%
- 3 Плиты перекрытий выполнить с предварительным напряжением продольной арматуры электротермическим методом. Величина начального контролируемого напряжения $\sigma_{sp}=470,25$ МПа.
- 4 Все каркасы и сетки запроектированы сварными. Закладные детали - оцинкованные.
- 5 Стыки сборных ригелей и колон - полужесткие, осуществляются посредством сварки закладных деталей. Стыки колон по высоте выполнять ванной сваркой выпусков арматуры с последующим обетонированием бетоном класса В20 на щебне мелкой фракции.
- 6 Швы между плитами перекрытий и зазоры между колонной и стенками стакана фундамента заполнить мелкозернистым бетоном класса В15
- 7 Армокирпичный столб сечением 77х77см выполнить из силикатного кирпича марки М150 на растворе марки М75, армировать сетками из проволоки О4 Вр-I, с размером ячейки 7х7см и шагом по высоте 40см (через 4 ряда кладки).
- 8 Основаниями фундаментов являются суглинки с расчетным давлением $R_0=0,23$ МПа.

Библиографический список

1. **Ибрагимов, А.М. Сварка строительных металлических конструкций [Электронный ресурс]: учебное пособие / А.М. Ибрагимов, В.С. Парлашкевич. - М.: АСВ, 2015, - 176 с. - ЭБС «Консультант студента» - Режим доступа: <http://www.studentlibrary.ru/book/ISBN9785930938913.html>.
2. Ахременко, С.А. Особенности градостроительного проектирования [Электронный ресурс]: учебное пособие / С.А. Ахременко, Д.А. Викторов. - М.: АСВ, 2014 - 152 с. - ЭБС «Консультант студента» - Режим доступа: <http://www.studentlibrary.ru/book/ISBN9785432300287.html>.
3. Казнов, С.Д. Благоустройство жилых зон городских территорий [Электронный ресурс]: учебное пособие для студентов, обучающихся по направлению подготовки "Строительство" / С.Д. Казнов, С.С. Казнов. - М.: АСВ, 2009. - 221 с. - ЭБС «Консультант студента» - Режим доступа: <http://www.studentlibrary.ru/book/ISBN9785930936490.html>
6. Касьянов, В.Ф. Реконструкция жилой застройки городов: учебное пособие для студентов вузов / В.Ф. Касьянов. - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2005. - 224 с.
4. Строительство, реконструкция, капитальный ремонт объектов капитального строительства. Нормативные документы на строительные конструкции и изделия. Железобетонные и бетонные конструкции [Электронный ресурс]: сборник нормативных актов и документов / [сост. Ю.В. Хлистун]. - Саратов: Ай Пи Эр Медиа, 2015. - 522 с. - ЭБС «IPRbooks» - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/30247.html>
5. Строительство, реконструкция, капитальный ремонт объектов капитального строительства. Нормативные документы на строительные конструкции и изделия. Каменные и армокаменные конструкции [Электронный ресурс]: сборник нормативных актов и документов / [сост. Ю.В. Хлистун]. - Саратов: Ай Пи Эр Медиа, 2015. - 240 с. - ЭБС «IPRbooks» - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/30246.html>

в) программное обеспечение и Интернет-ресурсы

1. <http://www.edu.ru> Российский образовательный федеральный портал
2. <http://www.iqlib.ru/> Электронно-библиотечная система. Образовательные и просветительные издания
3. <http://www.lib.mkgtu.ru> Научная библиотека Майкопского государственного технологического университета (НБ МГТУ)

На сайтах размещены теоретические материалы по вопросам комплексного инженерного благоустройства. Приведены примеры курсовых работ, содержатся вопросы для самоконтроля и проверки остаточных знаний.

Оглавление

Общие положения.....	3
1. Компоновка конструктивной схемы перекрытия.....	4
2. Расчет и конструирование многопустотной плиты.....	6
2.1. Конструктивное решение.....	6
2.2. Статический расчет плиты.....	7
2.3. Конструктивные расчеты плиты.....	8
2.3.1. Подбор продольной арматуры.....	8
2.3.2. Подбор поперечной арматуры.....	9
2.3.3. Определение геометрических характеристик сечения плиты.....	10
2.3.4. Величина и потери предварительного напряжения арматуры.....	11
2.3.5. Расчет по образованию нормальных трещин.....	12
2.3.6. Определение прогибов плиты.....	12
2.3.7. Расчет по раскрытию нормальных трещин.....	14
2.4. Конструирование плиты.....	15
3. Расчет и конструирование ригеля перекрытия.....	17
4. Расчет и конструирование колонны подвала.....	19
5. Расчет и конструирование фундамента под колонну.....	25
6. Расчет армокирпичного столба.....	28
7. Оформление графической части проекта.....	29
8. Пример выполнения чертежей.....	33
Библиографический список.....	39