

МИНОБРНАУКИ РОССИИ
ФИЛИАЛ ФЕДЕРАЛЬНОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО БЮДЖЕТНОГО ОБРАЗОВАТЕЛЬНОГО
УЧРЕЖДЕНИЯ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «БЕЛГОРОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ им. В.Г.ШУХОВА» В Г.НОВОРОССИЙСКЕ
(НФ БГТУ им. В.Г.Шухова)

Методические указания
к выполнению расчетно-графического задания № 2 по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции»
для направлений 08.03.01- Строительство

Разработала: ст.преподаватель
Пермякова А.В.

Новороссийск 2020

Общие положения

До начала выполнения расчетно-графического задания студент должен изучить соответствующие разделы курса «Железобетонные и каменные конструкции».

В расчетно-графическом задании предусмотрен расчет и конструирование плиты перекрытия и ригеля.

Проектируемое здание — жесткой конструктивной схемы Перекрытия — балочные сборные с использованием многопустотных плит и ригелей с полками. Расчетно-графическое задание 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 стандартной бумаге от руки чернилами (можно карандашом, но с четким текстом и рисунками), На обложке нужно указать: название вуза (НФ БГТУ им. В.Г.Шухова), кафедры (СиГХ), название РГЗ (дисциплины), кто выполнил, принял (фамилии и инициалы), группу, год. Рамки и штампы на листах пояснительной записки необязательны.

Выполнение РГЗ 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 колонн (монтажную схему).

Расчеты и конструирование нужно выполнить для одной плиты и ригеля, т.е. разработать две конструкции. Плиту перекрытия запроектировать предварительно напряженной и рассчитать по двум группам предельных состояний, ригель — 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). Временные вертикальные нагрузки на перекрытия нужно определять по 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 — 15-20 с.

Графическую РГЗ необходимо выполнить одним листе формата А1 (841x594) или других стандартных размеров. Рамки и штампы обязательны. Графическая часть должна содержать маркировочную схему (план перекрытия) и рабочие чертежи 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 или ригеля.

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 в соответствии с существующими требованиями.

Набор и распечатка текста пояснительной записки, а также разработка и оформление чертежей с использованием компьютера могут быть разрешены ведущим преподавателем строго индивидуально.

К защите принимаются РГЗ, выполненные в полном объеме по своему варианту и без ошибок. Защита РГЗ проводится в форме собеседования. По результатам защиты и с учетом качества РГЗ 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 РГЗ целесообразно принять поперечное направление ригелей, их шаг (шаг колонн) приведен в задании на РГЗ.

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

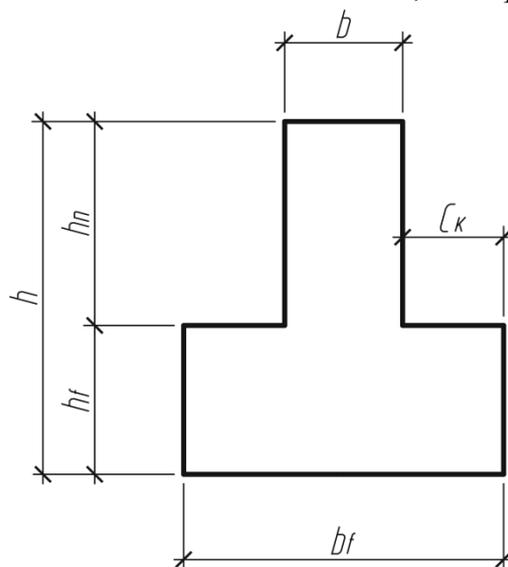


Рис. 1 Поперечное сечение ригеля

Высота h и ширина b ригеля упрощенно могут быть приняты равными:

$$h = (1/10-1/15)l; b = (0,3-0,5)h,$$

где l — величина пролета ригеля.

Обычно принимают $b = 20$ см.

Другие размеры принять по существующим типовым решениям:

$$h_n = 22 \text{ см}; c_k = 10 \text{ см}.$$

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.

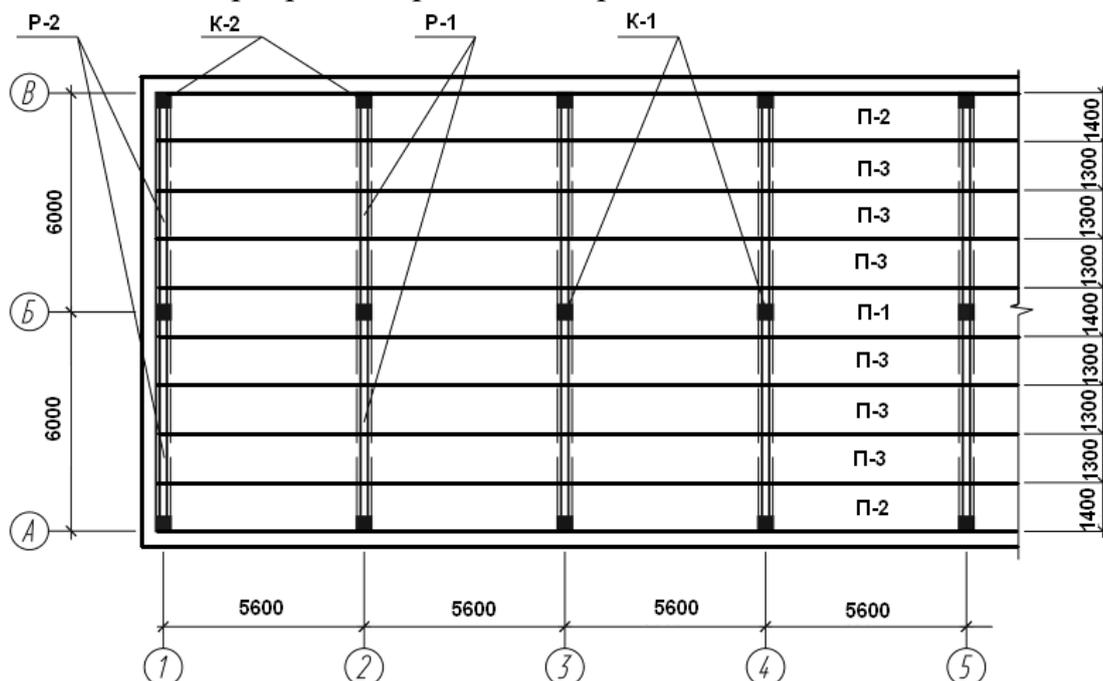


Рис. 2. Пример плана сборного перекрытия

2. Расчет и конструирование многопустотной плиты

2.1. Конструктивное решение

В РГЗ 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 менее 20 мм, высота выступа – 60–100 мм;
- для удобства расшивки швов и во избежание местных околлов на нижних поверхностях продольных боковых граней плит устраивают продольные фаски размером 15×15 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.

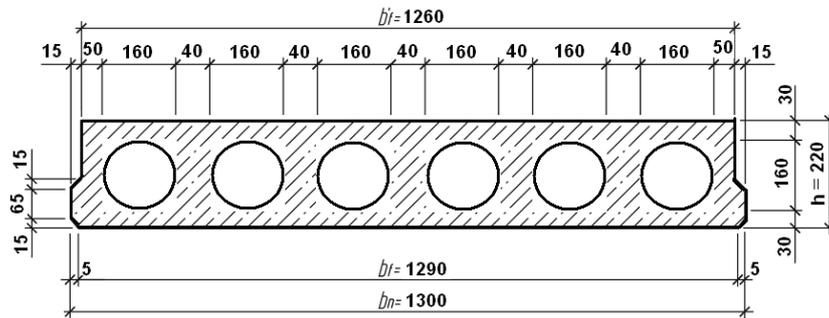


Рис. 3. Поперечное сечение многопустотной плиты

Приведение сечения плиты к двутавровому (рис. 10) осуществляют путем вычитания суммы ширины квадратных пустот, эквивалентных по площади круглым ($a = 0,9d$). Поэтому при ширине плиты поверху 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 –
$$h'_f = h_f = \frac{h - 0,9d}{2} ;$$

- ширина ребра – $b = b'_f - n \cdot 0,9d$, где n – число пустот.

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

$$l_0 = B - b - C_k - 4 \text{ см.}$$

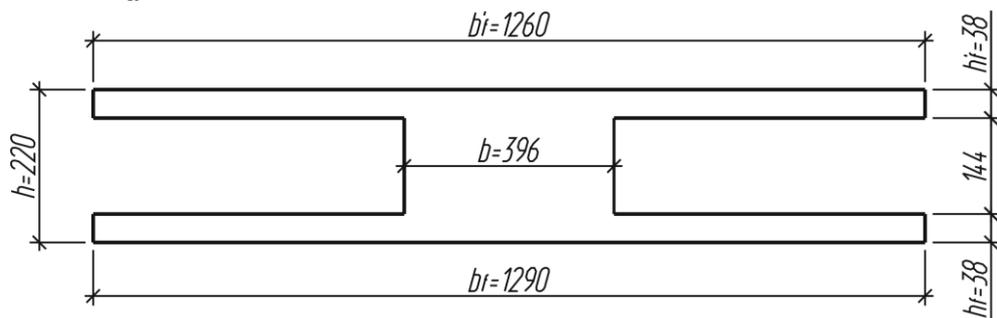


Рис. 4. Эквивалентное двутавровое сечение плиты

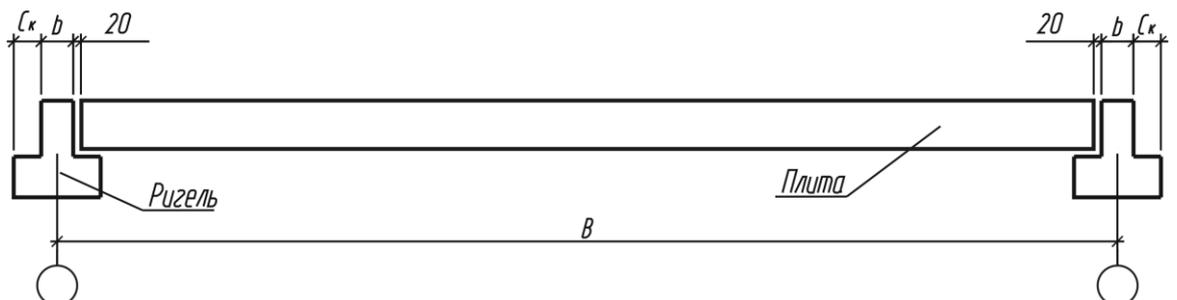


Рис. 5. К определению расчетного пролета плиты

2.2. Статический расчет плиты

Расчетные нагрузки определяются на 1 м^2 плиты в табличной форме (табл. 1).

Нормативная нагрузка от веса перегородок на 1 м^2 перекрытия g_0^n обычно принимается по их размещению в плане, геометрическим размерам и объемному весу материалов. Здесь она может быть принята: для промышленных зданий – 1,0 КПа, а для гражданских – 1,5 КПа. Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{f_0} = 1,2$.

Таблица 1

Расчетные нагрузки на 1 м^2 плиты

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кПа
1. Постоянная g :			
вес перегородок	g_0^n	γ_{f_0}	$g_0 = g_0^n \cdot \gamma_{f_0}$
вес пола	g_1^n	γ_{f_1}	$g_1 = g_1^n \cdot \gamma_{f_1}$
вес плиты	g_2^n	γ_{f_2}	$g_2 = g_2^n \cdot \gamma_{f_2}$
ИТОГО	$g^n = g_0^n + g_1^n + g_2^n$		$g = g_0 + g_1 + g_2$
2. Временная p	p^n	γ_{f_3}	$p = p^n \cdot \gamma_{f_3}$
3. Полная q	$q^n = g^n + p^n$		$q = g + p$

Для определения нагрузки от собственного веса пола необходимо задать его составом в зависимости от назначения здания. В табл. 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 табл. 22.1 [9] или другой справочной литературе, коэффициенты надежности по нагрузке в соответствии с табл. 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 многпустотной плиты в курсовом проекте может быть принята равной 3 кПа, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,$.

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 погонный метр плиты

$$q_n = q b_n ,$$

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

Максимальные расчетные изгибающий момент и поперечная сила

$$M = \frac{q_n \cdot l_0^2}{8} ; \quad Q = \frac{q_n \cdot l_0}{2} ,$$

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-I.

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 $h_o = h - a$; здесь $h = 22$ см - высота сечения плиты, величина a может быть принята равной 3 см.

3. Если $M \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_o - 0,5 \cdot h'_f)$, 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. рис. 5.

4. Определяют $A_o = M / (R_b \cdot b \cdot h_o^2)$.

5. По табл. III.1 [3] в зависимости от A_o находят ξ и η .

6. Определяют $\omega_0 = 0,85 - 0,008 \cdot R_b$ и $\xi_R = \omega_0 / (1 + (R_s / 0,0035 \cdot E_s))$
 где — R_b и R_s в мегапаскалях.
7. Проверяют условие $\xi < \xi_R$; для данного курсового проекта оно обычно всегда выполняется.
8. Требуемая площадь продольной рабочей арматуры $A_s = M / (\eta \cdot h_0 \cdot R_s)$.
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 $\mu\% = (A_s / (b \cdot h_0)) \cdot 100\%$.

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.

- По табл. 13 [1] определяют R_b и R_{bt} , по табл. 22 и 23 [1] — R_{sw} для арматуры класса Вр-1.
- Проверяют условие достаточной прочности наклонных сечений при действии главных сжимающих напряжений: $Q \leq 0,3 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot n_0$, где b - ширина ребра (рис. 4). Для многопустотных плит это условие, как правило, выполняется, в противном случае увеличивают ширину ребра приведенного двутаврового сечения уменьшением числа пустот.
- Если $Q \leq 0,6 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot n_0$, 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.
- Величина горизонтальной проекции наклонной трещины при равномерно распределенной нагрузке $C = 0,25 l_0$.
- Поперечная сила, воспринимаемая бетоном $Q_b = (2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2) / C$.
- Уточняют значение C : $C_0 = (C \cdot Q_b) / (Q \cdot Q_b)$; $C_0 = 2 \cdot h_0$. Из двух значений C_0 для дальнейших расчетов принимают меньшее.
- Погонная нагрузка на хомуты $q_\omega = \frac{Q - Q_b}{h_0}$; $q_\omega = R_{bt} \cdot b$. Для дальнейших расчетов принимают большее q_ω .
- Шаг поперечных стержней, требуемый по расчету, $S = \frac{R_{sw} \cdot A_w}{q_\omega}$, где

A_w — площадь стержней в одном сечении. Для определения A_w нужно задаться диаметром поперечных стержней и числом каркасов. Например, при стержнях диаметром 3 мм и четырех каркасах по сортаменту $A_w = 0,28 \text{ см}^2$.

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

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. рис. 4)

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

где A_s — суммарная площадь продольной рабочей арматуры.

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани:

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

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

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

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]

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

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 максимальным 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: $\sigma_6 = 40\sigma_{bp} / R_{bp}$ при $\sigma_{bp} / R_{bp} < \alpha$; $\sigma_6 = 40\alpha + 85\beta(\sigma_{bp} / R_{bp} - \alpha)$ при $\sigma_{bp} / R_{bp} > \alpha$, где α и β — коэффициенты, принимаемые $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp}$, но не более 0,8; $\beta = 5,25 - 0,185R_{bp}$, но не более 2,5 и не менее 1,1; σ_{bp} — напряжения в бетоне от усилия предварительного обжатия на уровне центра тяжести арматуры

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_0^2}{I_{red}}; \quad P = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_1); \quad e_0 = y - a; \quad R_{bp}$$
 — передаточная прочность бетона, которую нужно назначить не ниже $0,7 \cdot R_b$;

— от усадки бетона $\sigma_8 = 35$ МПа;

— от ползучести бетона $\sigma_9 = 150 \alpha_1 \sigma_{bp}/R_{bp}$ 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 менее 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 табл. 1 приведены значения значений нормативных нагрузок: g_n – постоянных и p_n – временных.

Погонные нагрузки на плиту: $g_{1n} = g_n \cdot b_n$; $p_{1n} = p_n \cdot b_n$, 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

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

Уругопластический момент сопротивления сечения относительно растянутой грани

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

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин,

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

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

Если $M \leq M_{crc}$ – трещины не образуются, $M \geq M_{crc}$ – трещины образуются.

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

2.3.6. Определение прогибов плиты

Предельные прогибы плит перекрытий зданий, назначение которых определено заданием на РГЗ, 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: $1/200 l_0$ 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 РГЗ разрешается не менять величину преднапряжения и не делать пересчет. Однако нужно сделать вывод: если $f < [f_{lim}]$ – необходимо уменьшить величину преднапряжения, если $f > [f_{lim}]$ – увеличить.

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

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

кривизна, обусловленная выгибом от кратковременного действия усилия предварительного обжатия

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

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

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

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

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

Прогиб плиты

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

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

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

При определении кривизны вначале вычисляют величины

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

Эксцентриситет суммарного продольного усилия

$$e_{tot} = \frac{M_l}{P_{02}} - e_o.$$

Коэффициент армирования

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

Относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной

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

Плечо внутренней пары сил

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

Коэффициент $\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M_l - P_{02} \cdot (e_0 + r)}$; 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 $\frac{1}{r_4}$ по тем же формулам, что и для элементов без трещин.

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

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 (расчеты по п. 2.3.5). Определяют ширину продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин.

Напряжения в растянутой арматуре от действия постоянных нагрузок

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

Ширина продолжительного раскрытия трещин, мм

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

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 $\phi_l = 1$.

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 курсовой работе разрешается не менять величину преднапряжения и делать пересчет. Будет достаточным сделать вывод: при $a_{crc} < [a_{crc}]$ – 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 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 обжатия на концевых участках каркасов в зоне действия максимальных поперечных сил устанавливают дополнительные стержни класса А-400 на длине не менее $2h_0$. Площадь поперечного сечения этой арматуры должна составлять не менее $0,002bh_0$.

По всей верхней поверхности плиты конструктивно укладывается горизонтальная арматурная сетка для «распределения» местных нагрузок, а также восприятия напряжений от усадки бетона, усилий при изготовлении, транспортировке и монтаже, предварительного обжатия, 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 установку четырех монтажных петель, заглубленных в бетон. Петли устанавливают над пустотами. Для возможности строповки в пустотах у петель предусматривают отверстия. Диаметр петель определяют расчетом, в РГЗ можно принять петли $\varnothing 12$ А-240.

Для обеспечения сопротивления смятию плиты на опорах от вертикальной нагрузки вышележащих стен и опорного давления, предотвращения распространения огня при пожаре, а также ликвидации «мостика холода» у наружных стен 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 приведен на рис. 6.

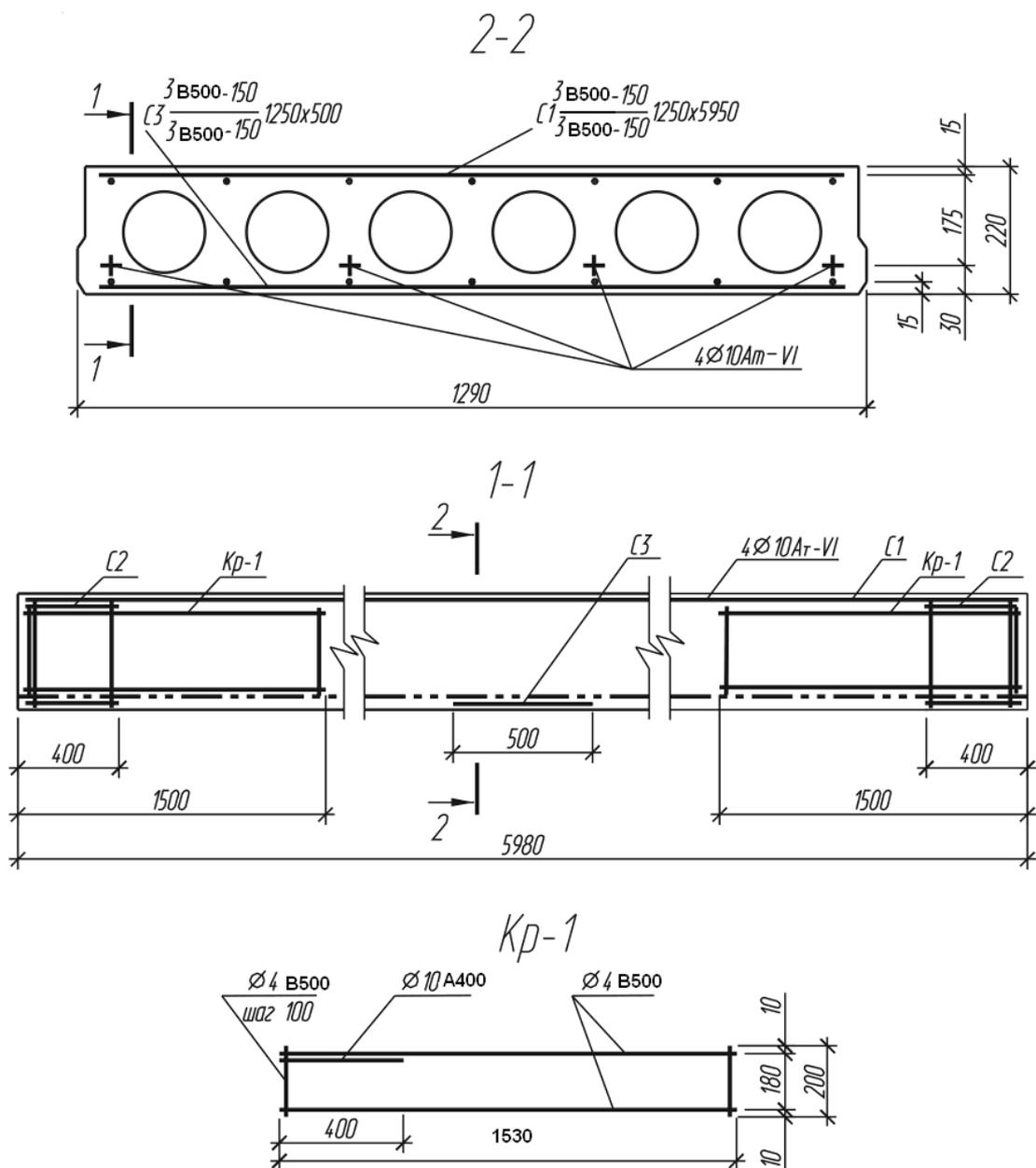


Рис. 6 Пример армирования многопустотной плиты

3 Расчет и конструирование ригеля перекрытия

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

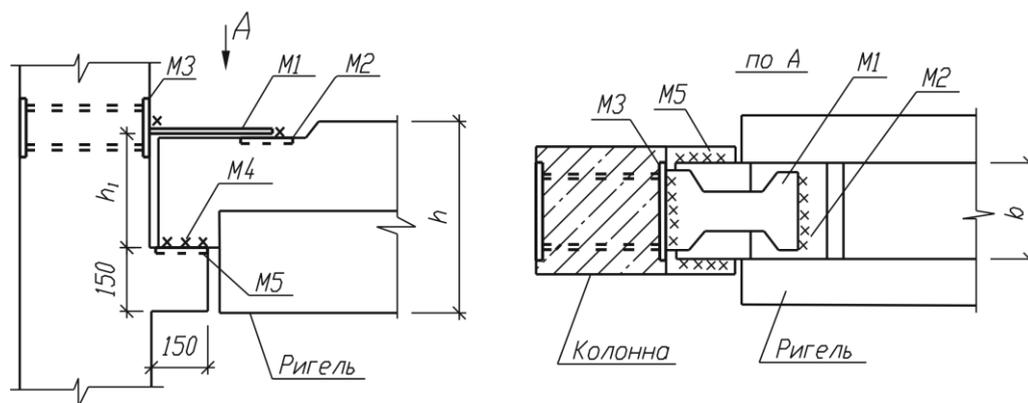


Рис. 7. Конструкция стыка ригеля с колонной

«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 опорной 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 м^2 плиты (см. табл. 1);

B – шаг ригелей (колонн) – из задания;

A – площадь поперечного сечения ригеля, м^2 ; размеры поперечного сечения установлены ранее (см. п. 2);

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

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 $b = 30 \text{ см}$.

Максимальные расчетные усилия в ригеле:

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

Затем выполняют конструктивные расчеты. Задают класс бетона по прочности на сжатие (В20–В30) и класс арматуры: продольной рабочей и отгибов (А400) и поперечной (А240). По схеме 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 (рис. 1). Условие п. 3 схемы 1 проверять не нужно.

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

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

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

R_s – расчетное сопротивление отгибов ($R_s = 355$ МПа);

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

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). Если $Q_1 \leq 0$, хомуты по расчету не требуются и ставятся конструктивно.

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

$$N = M / h_1.$$

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

$$A_s = N / R_s.$$

Толщину калиброванной закладной детали обычно принимают 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 А400 ($R_s = 355$ МПа)

$$A_s = N / R_s.$$

По сортаменту принять 2 стержня нужного диаметра.

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

По результатам расчетов в пояснительной записке необходимо привести эскиз армирования ригеля. Кроме рабочей арматуры предусматривается монтажная: продольная – $\varnothing 10$ A240, поперечная класса A240, объединяющая плоские каркасы в пространственные диаметром, равным 0,3 диаметра продольной арматуры, шаг 500. Толщину закладных деталей рекомендуется принять равной 10 мм, другие размеры – из условия возможности устройства сварных соединений. Толщину закладных деталей рекомендуется принять равной 10 мм, другие размеры – из условия возможности устройства сварных соединений. Пример оформления эскиза армирования ригеля приведен на рис. 8.

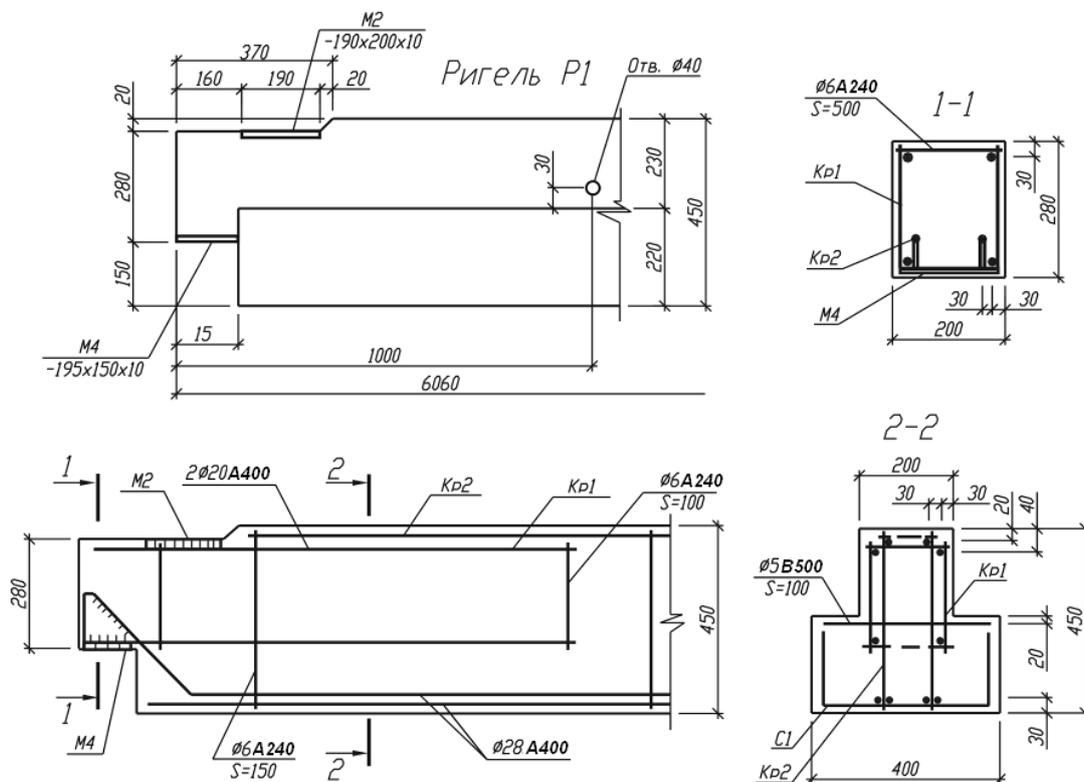


Рис. 8. Основные размеры и армирование ригеля

4 Оформление графической части

В графической части необходимо представить рабочие чертежи запроектированных конструкций: плиты перекрытия и ригеля, 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 РГЗ следует руководствоваться требованиями ГОСТ Р 21.1501-92 и ГОСТ 21.1101-92. В объеме, необходимом для РГЗ, 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: 5 — ненапрягаемой арматуры (рабочей, монтажной, распределенной); 1,55 — предварительно напрягаемой арматуры (линия штрихпунктирная); 0,55 — контуров железобетонного элемента; 0,255 — осевых, размерных и выносных линий, где 5 — толщина сплошной основной линии, равная 0,6... 1,4 мм.



Рис. 15. Схема расположения чертежей

Рекомендуемое расположение чертежей на листе формата А1 (841x594 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.

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 не[^]симметричным 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 выноски 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 ниже не приводятся.

3. Узлы сопряжения сборных конструкций (М 1:10 или 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. Спецификация арматуры на один элемент. В РГЗ 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 изделия	Поз. дет.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет., кг	Масса издел., 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 позиции стержня.

В графе «Наименование» записывают геометрические параметры детали, класс арматуры; например: 016 А400, $l = 3050$; или— 150×10 , $l = 200$.

В графе «Количество» нужно указать количество стержней (деталей) в одном изделии, а в графе «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.

6. 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.

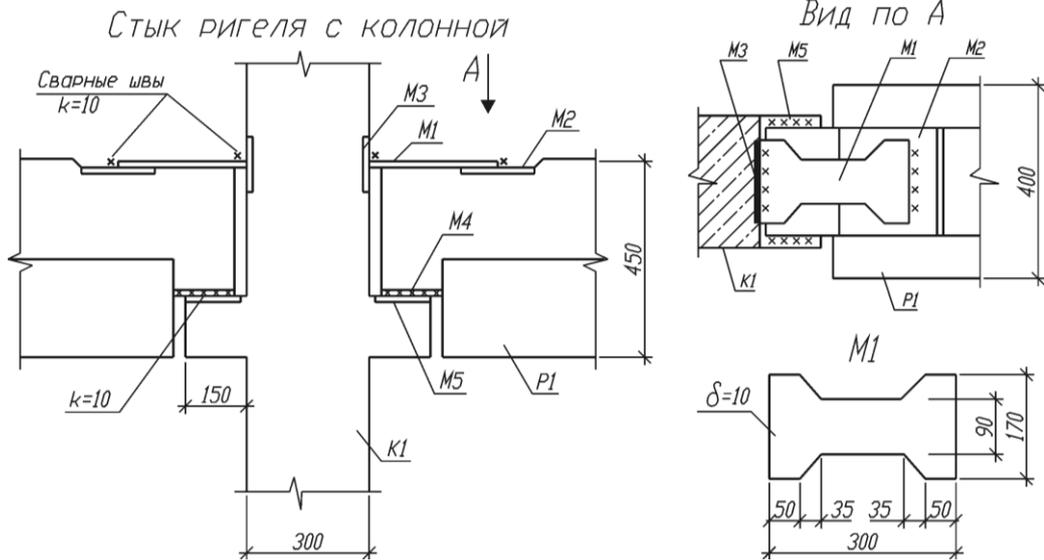
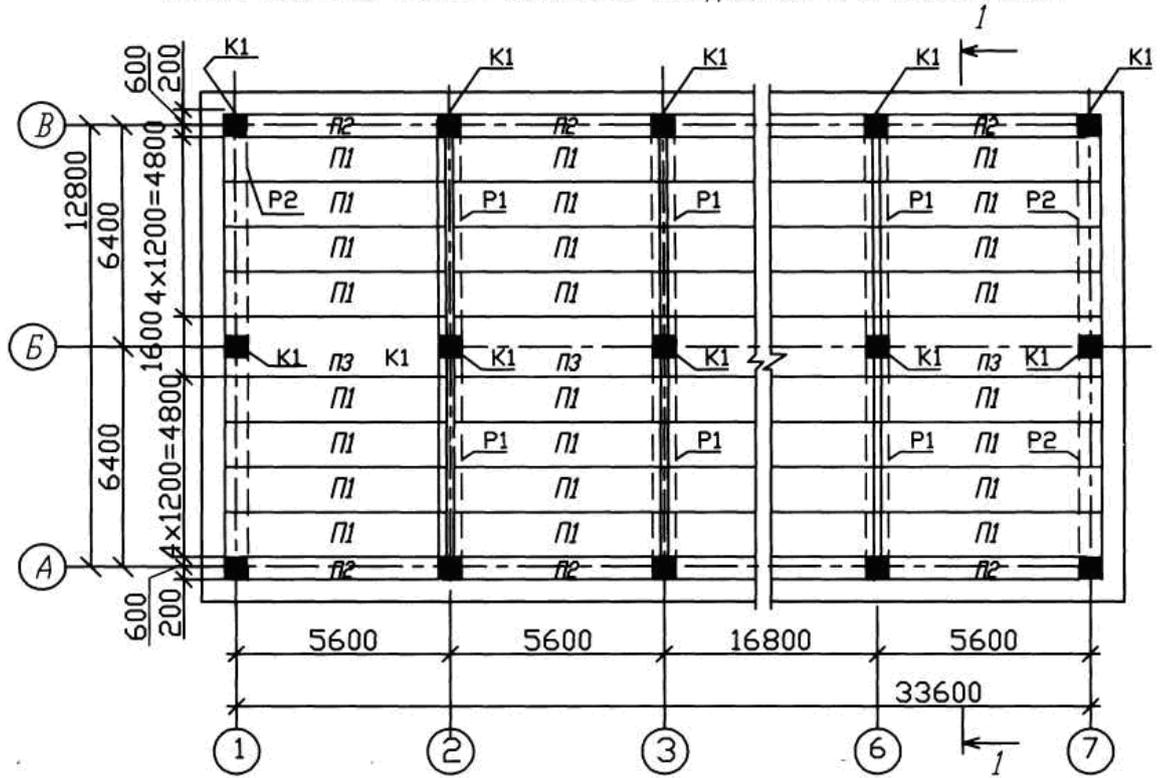
15 δ_{min}	<i>Марка элемента</i>	<i>Класс бетона</i>	<i>Объем бетона, м³</i>	<i>Масса, т</i>	<i>Расход стали</i>	
					<i>всего, кг</i>	<i>кг/м³</i>
	25	20	20	20	20	20
	125					

Рис. 17. Форма таблицы показателей на один элемент

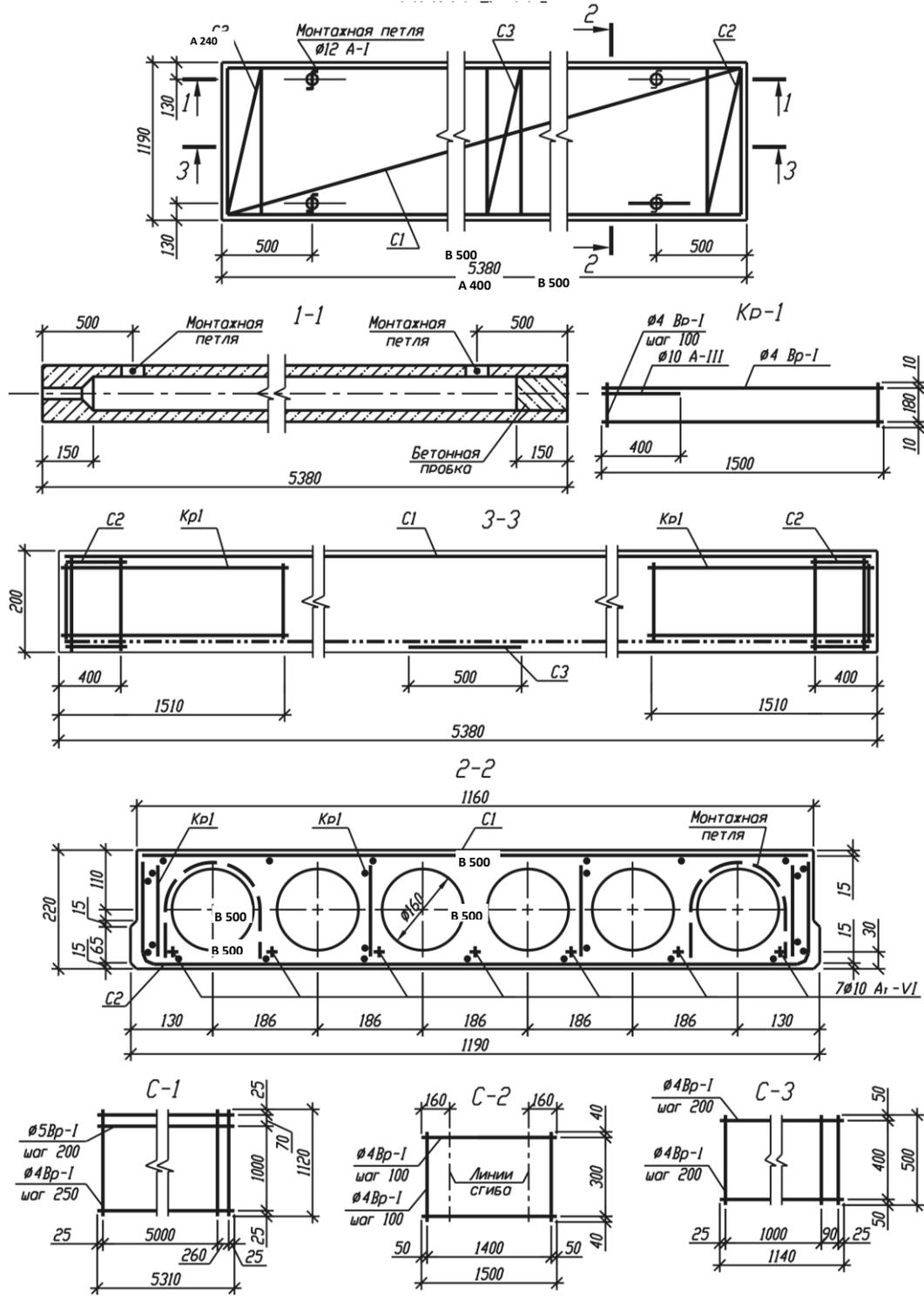
7. Примечания. В этом разделе приводят информацию, отсутствующую на чертежах. Как правило, здесь указывают величину временной нагрузки на перекрытие, класс и вид бетона запроектированных конструкций, метод и величину предварительного напряжения конструкций, способ изготовления каркасов и сеток, типы 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, сведения об его армировании, другие указания по изготовлению, складированию, транспортировке и монтажу запроектированных конструкций.

5 Пример выполнения рабочих чертежей

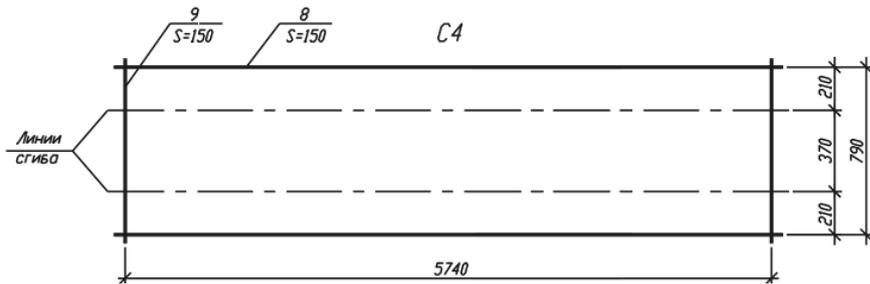
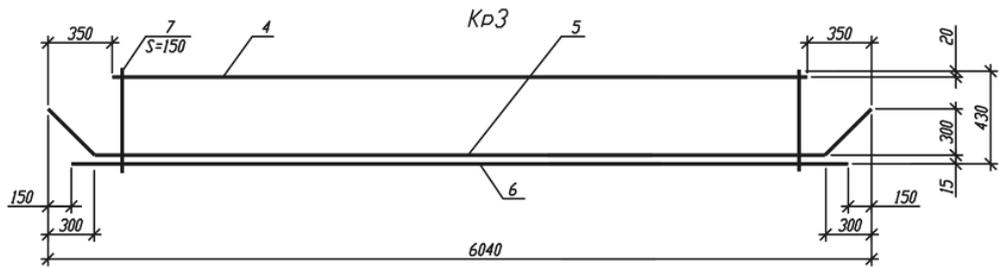
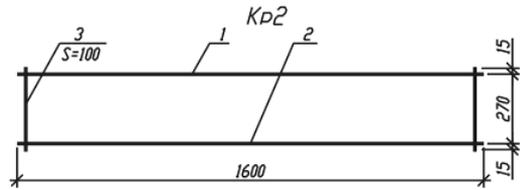
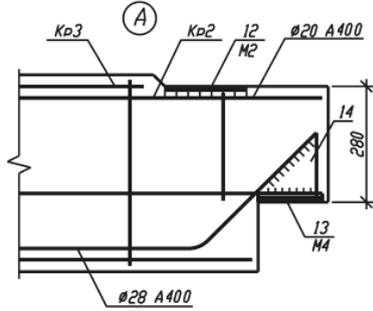
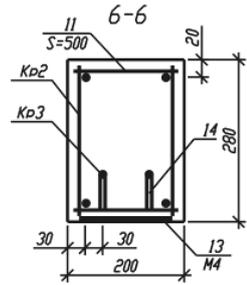
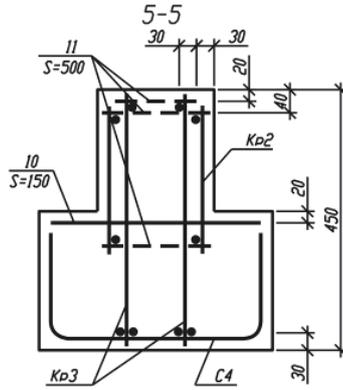
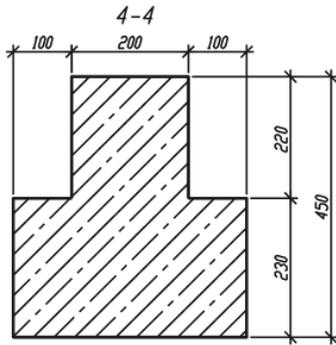
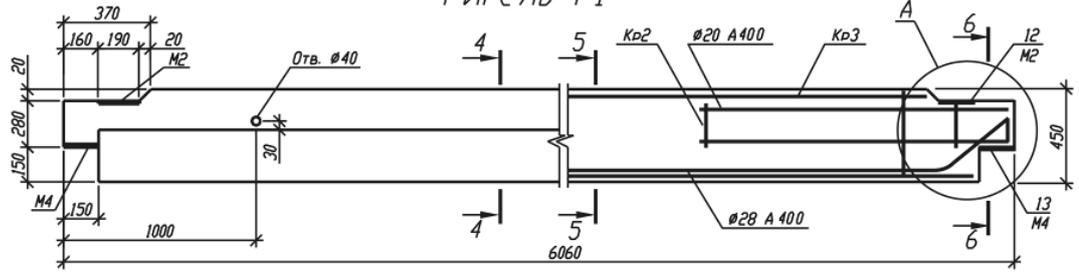
Маркировочная схема сборного междуэтажного перекрытия



Плита П 1



Ригель P1



Спецификация арматуры ригеля Р1

Марка изделия	Позиция детали	Наименование	Количество	Масса одной дет., кг	Масса изделия, кг
Кр 2 шт.4	1	Ø20 A400, l = 1600	1	3,9	5,9
	2	Ø10 A240, l = 1600	1	1,0	
	3	Ø6 A240, l = 270	16	0,06	
Кр 3 шт.2	4	Ø10 A240, l = 5340	1	3,3	68,5
	5	Ø28 A400, l = 6290	1	30,4	
	6	Ø28 A400, l = 5740	1	27,7	
	7	Ø8 A240, l = 430	42	0,17	
С4 шт.1	8	Ø3 B500, l = 5740	6	0,3	3,4
	9	Ø3 B500, l = 790	39	0,04	
Отд. стержни и детали	10	Ø5 B500, l = 380	58	0,05	2,9
	11	Ø6 A240, l = 180	33	0,04	1,3
	12	-190×10, l = 200	2	3,0	6,0
	13	-150×10, l = 195	2	2,3	4,6
	14	-150×10, l = 150	2	0,8	1,6

Показатели на один элемент

Марка элемента	Класс бетона	Объем бетона, м ³	Масса, т	Расход стали	
				всего, кг	кг/м ³
Р1	B25	0,81	2,03	210,5	260,0

Примечания

1. Все конструкции рассчитаны на временную нагрузку на перекрытии, равную 200 кг/м².

2. Плиты перекрытий и ригели запроектированы из тяжелого бетона класса В20. Отпускная и передаточная прочность бетона – не ниже 70 % от проектной.

3. Плиты перекрытий выполнить с предварительным напряжением продольной арматуры электротермическим методом. Величина начального контролируемого напряжения в арматуре $\sigma_{sp} = 500$ МПа.

4. Все каркасы и сетки запроектированы сварными. Закладные детали должны быть оцинкованными.

5. Стыки сборных ригелей и колонн – полужесткие, осуществляются посредством сварки закладных деталей. Швы между плитами перекрытий заполнить мелкозернистым бетоном класса В15.

Библиографический список

1. СП 63.13330.2012 актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.– М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 24 с.
2. СП 20.13330.2011 актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.– М.: ГП ЦПП, 1986. – 36 с.
3. *Байков В. Н.* Железобетонные конструкции: общий курс: учеб. для вузов / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – 6-е изд., перераб. и доп.– М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
4. Железобетонные конструкции: курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А. Я. Барашикова.– Киев: Вища школа, 1987. – 416 с.
5. СНиП II–22–81. Каменные и армокаменные конструкции. Введ. 01.01.1983.– М.: ГП ЦПП, 1995. – 125 с.
6. *Еременок П. А.* Каменные и армокаменные конструкции: учеб. для вузов / П. А. Еременок.– Киев: Вища школа, 1981. – 224 с.
7. *Улицкий И. И.* Железобетонные конструкции / И. И. Улицкий.– Киев: Будівельник, 1973. – 992 с.
8. ГОСТ 21.1101–92. СПДС. Основные требования к рабочей документации. Введ. 01.01.1993.– М.: ГП ЦПП, 1993. – 24 с.
9. ГОСТ 21.1501–92. СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей. Введ. 01.07.1993.– М.: ГП ЦПП, 1996. – 58 с.