

Документ подписан простой электронной подписью

Информация о владельце:

ФИО: Клочков Юрий Сергеевич

Должность: Ректор

Дата подписания: 28.09.2026 10:05:13

Уникальный программный ключ:

3beb265d5d589e7ff4c954946f3ad99a1e70ac12

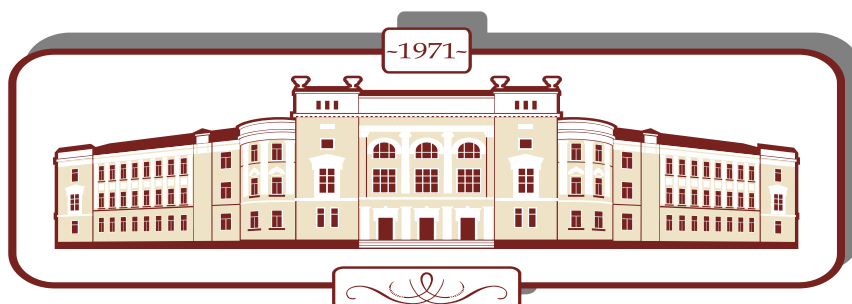
МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования

ТЮМЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра строительных конструкций

Ротштейн Д.М.



КОНСТРУКЦИИ ГОРОДСКИХ СООРУЖЕНИЙ И ЗДАНИЙ, СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К КУРСОВОЙ РАБОТЕ

«Проектирование конструкций многоэтажного каркасного здания»
для студентов-бакалавров профилей «Городское строительство и
хозяйство », «Производство и применение строительных материалов,
изделий и конструкций» очной формы обучения

Тюмень, 2018

Ротштейн Д.М. Конструкции городских сооружений и зданий, Строительные конструкции: методические указания к курсовой работе «Проектирование конструкций многоэтажного каркасного здания» для студентов профилей «Городское строительство и хозяйство», «Производство и применение строительных материалов, изделий и конструкций» очной формы обучения. – Тюмень: РИО ГОУ ВПО ТюмГАСУ, 2018.- 20с.

Методические указания составлены на основании рабочих программ дисциплин «Конструкции городских сооружений и зданий», часть 2 «Железобетонные конструкции» для студентов профиля «Городское строительство и хозяйство» и «Строительные конструкции» для студентов профиля «Производство и применение строительных материалов, изделий и конструкций» для выполнения курсовой работы на тему «Проектирование конструкций многоэтажного каркасного здания», а так же для дипломного проектирования. Методические указания содержат вопросы проектирования сборного балочного междуэтажного перекрытия, в рамках которого выполняется компоновка конструктивной схемы перекрытия, расчет и конструирование ригеля перекрытия.

Рецензент: Бай В.Ф.

Тираж 50 экз.

© ГОУ ВПО «Тюменский государственный архитектурно-строительный университет»
© Ротштейн Д.М.

Редакционно-издательский отдел ГОУ ВПО «Тюменский государственный архитектурно-строительный университет»

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	4
1 Исходные данные для проектирования.....	5
2 Проектирование сборного балочного междуэтажного перекрытия.....	5
2.1 Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия.....	5
2.2 Расчет и конструирование сборного ригеля перекрытия.....	9
2.2.1 Исходные данные и нагрузки.....	9
2.2.2 Определение усилий в ригеле.....	12
2.2.3 Расчет прочности нормальных сечений ригеля на действие изгибающего момента.....	12
2.2.4 Расчет прочности наклонных сечений ригеля на действие поперечных сил.....	13
2.2.5 Построение эпюры материалов.....	15
Библиографический список.....	18
Приложение А Расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt}	19
Приложение Б Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s и сжатию R_{sc}	19
Приложение В Расчетные сопротивления поперечной арматуры R_{sw}	19
Приложение Г Значения ξ_R и α_R	20
Приложение Д Расчетные площади поперечных сечений и масса стержневой арматуры периодического профиля.....	20

Введение

Методические указания составлены на основании рабочей программы дисциплины «Конструкции городских сооружений и зданий», для студентов профиля «Городское строительство и хозяйство» и дисциплины «Строительные конструкции» для студентов профиля «Производство и применение строительных материалов, изделий и конструкций» очной формы обучения для выполнения курсовой работы на тему «Проектирование конструкций многоэтажного каркасного здания», а так же для дипломного проектирования.

При выполнении курсовой работы необходимо пользоваться действующими нормативными документами: Свод правил по расчету и конструированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры (СП 52-101-2003), Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры [1,3].

Цель методических указаний – содействие в курсовом проектировании несущих железобетонных конструкций многоэтажного здания.

В курсовой работе требуется запроектировать основные несущие железобетонные конструкции 5-8- этажного здания каркасной конструктивной схемы со связевым каркасом и навесными стеновыми панелями.

Пространственная жесткость (геометрическая неизменяемость) здания в продольном и поперечном направлениях обеспечивается диафрагмами жесткости (связевая система).

Методические указания включают рассмотрение следующих вопросов:

- проектирование сборного балочного междуэтажного перекрытия, в рамках которого выполняется компоновка конструктивной схемы перекрытия, расчет и конструирование ригеля перекрытия.

В приложениях и рисунках даны справочные материалы и рабочие чертежи проектируемых элементов.

1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Исходные данные для проектирования содержатся в задании на курсовую работу. Предметом проектирования является многоэтажное каркасное здание без подвала с прямоугольным планом заданных размеров в осях колонн и сеткой колонн, кратной 100мм в пределах 4,8.....7,2м. Кроме геометрических размеров задается количество и высота этажей, район строительства, нормативная временная нагрузка на перекрытие, класс бетона по прочности на сжатие и класс арматуры для проектирования ригеля перекрытия.

Стеновые панели навесные из легкого бетона толщиной 400мм. Оконные проемы 1,5х1,5м.

2 ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНОГО БАЛОЧНОГО МЕЖДУЭТАЖНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

2.1 Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия

Балочное междуэтажное перекрытие состоит из плит и ригелей, опирающихся на колонны.

Компоновка сборного балочного перекрытия включает в себя:

- выбор направления ригелей, форму и размеры их поперечного сечения;
- выбор типа и размеров плит перекрытия.

Направление ригелей, как правило, выбирается поперечным. Тем самым определяется конструктивная схема поперечных рам здания. Тип поперечного сечения ригелей зависит от способа опирания на них плит перекрытия. Высота сечения ригеля $h = (1/8-1/10) l$, где l – пролет ригеля, ширина его сечения $b = 20$ или 30см.

Тип плит перекрытия принимается по архитектурно-планировочным требованиям и с учетом величины действующей временной (полезной) нагрузки на перекрытие. При временной нагрузке $v \leq 700$ кг/м² используются многопустотные плиты, высота сечения которых составляет 22см.

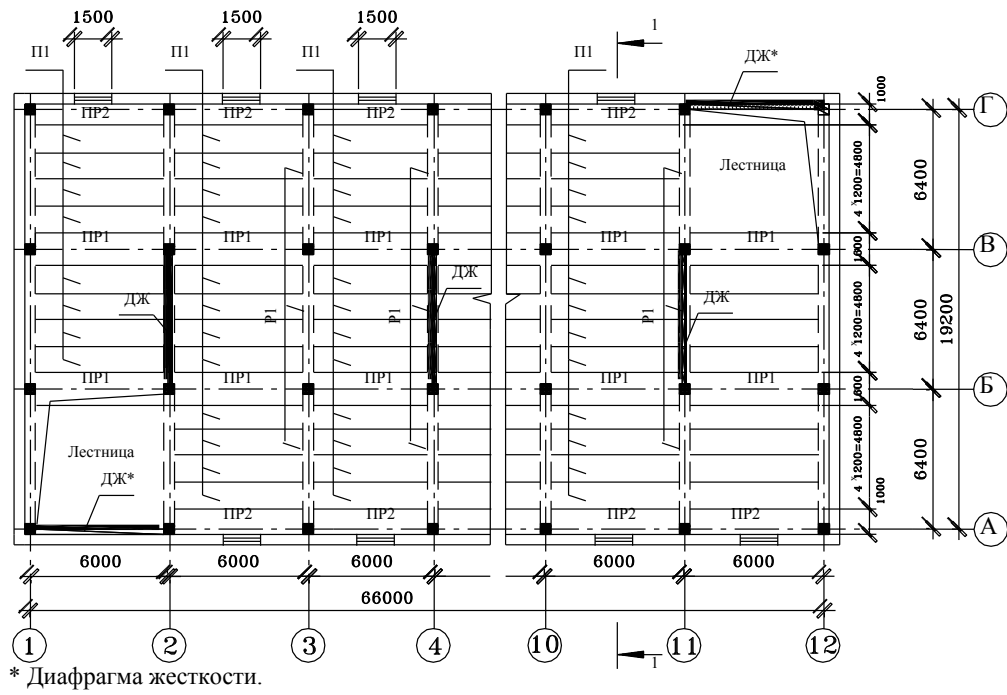
Раскладка плит на плане перекрытия выполняется в продольном направлении с использованием 3-х типоразмеров плит: рядовые плиты шириной 1,2 – 2,4м, связевые плиты-распорки шириной 0,6 – 1,8м, фасадные плиты – распорки шириной 0,6 – 0,95м.

Для примера компоновки конструктивной схемы сборного перекрытия в методических указаниях принято (рис.1):

- каркасное 6-ти этажное здание размерами в плане 66,0х19,2м, с сеткой колонн 6,0х6,4м, высотой этажа 3,3м;
- связевая конструктивная схема здания с поперечным расположением ригелей;
- ригель таврового сечения шириной $b = 20\text{см}$, высотой $h = 1/14 \times 640 = 46\text{см}$ без предварительного напряжения арматуры. Размеры поперечного сечения ригеля могут быть уточнены при его последующем расчете;
- плиты многпустотные высотой 22см, ширина рядовых плит 1,2м, плит-распорок между колоннами – 1,6м, фасадных плит-распорок – 1,0м;
- колонны сечением 40х40см;
- временная нагрузка на перекрытие 300 кг/м², коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,3$;
- коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$;
- район строительства – г. Тюмень.

В рассматриваемом примере на рис.2 определены основные размеры рядовых плит перекрытия П1: длина плиты $L = 6000 - 200 - 20 = 5780\text{ мм}$, расчетный пролет плиты $L_o = L - (100 - 10) = 5780 - 90 = 5690\text{мм}$. Номинальная ширина плиты 1200мм, конструктивная – 1190мм;

Конструктивная схема перекрытия



Разрез 1-1

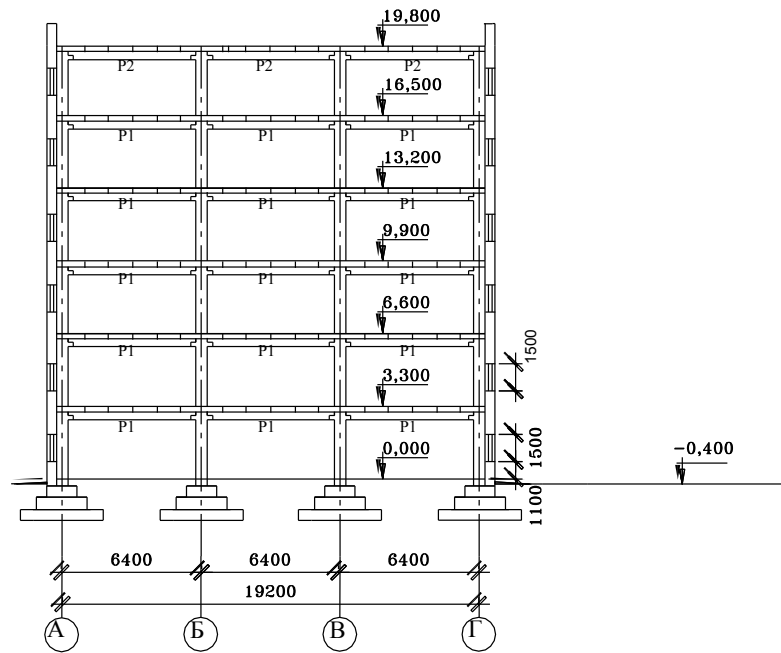


Рисунок 1- Конструктивная схема здания

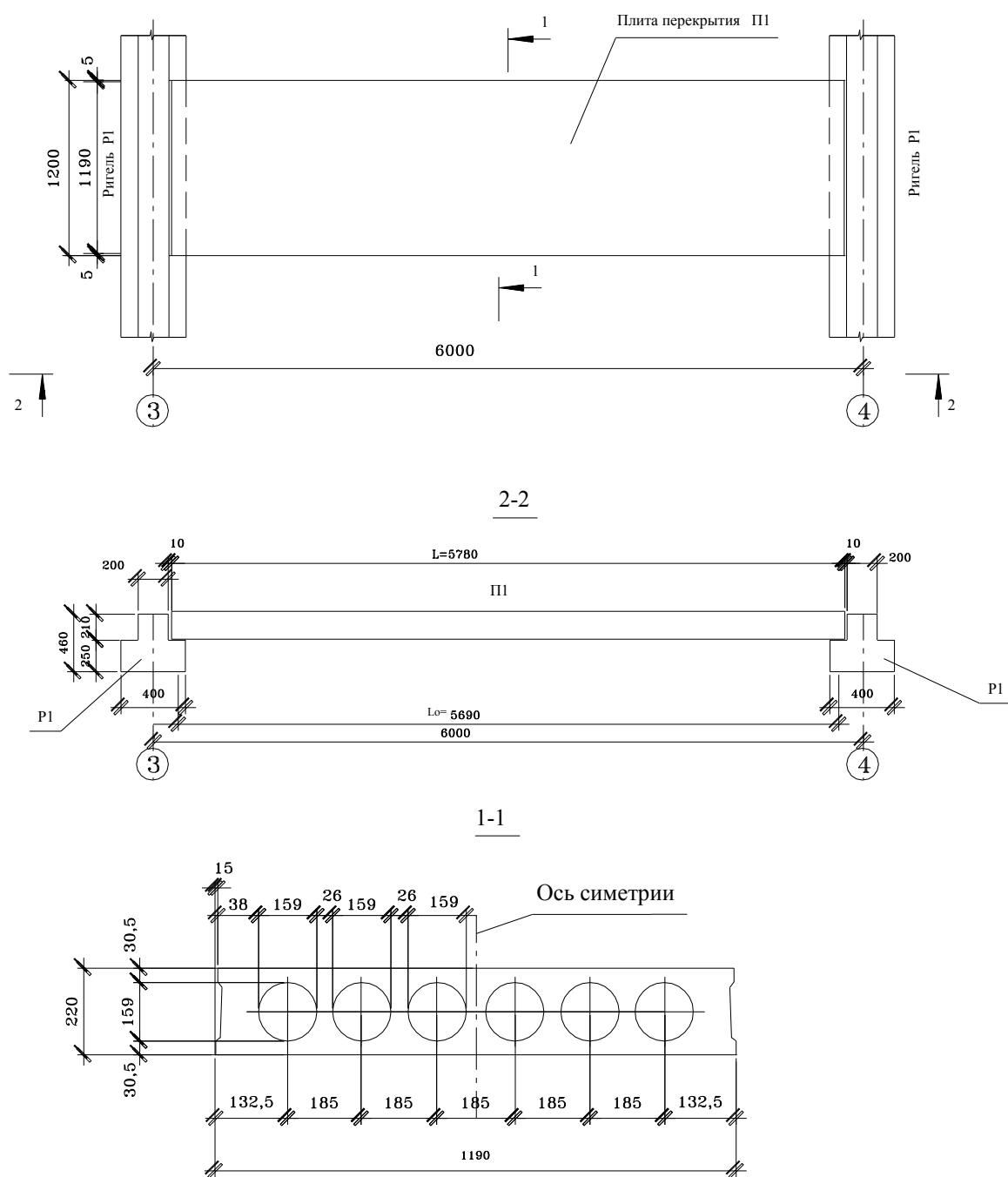


Рисунок 2 - Схема назначения размеров плит перекрытия

2.2 Расчет и конструирование сборного ригеля перекрытия

2.2.1 Исходные данные и нагрузки

Опираение ригелей на колонны каркаса здания принято шарнирным. Поэтому расчетная схема ригелей, расположенных вдоль цифровых осей (см. рис. 1.), представляет собой 3-х пролетную разрезную балку. К расчету и конструированию в курсовой работе достаточно принять ригель одного пролета с шарнирными закреплениями на опорах.

С учетом опирания пустотных плит перекрытия принято сечение ригеля размерами $b \times h = 20 \times 46$ см таврового профиля с полками по 100мм, как показано на рис.3. Исходя из размеров колонн и их консолей определена длина ригеля и его расчетный пролет:

$$L_p = 6400 - 400 - 2 \times 20 = 5960 \text{ мм},$$

$$L_{po} = 5960 - 130 = 5830 \text{ мм},$$

где 400мм – ширина колонны, 20мм – зазор между колонной и торцом ригеля, 130мм – ширина площадки опирания ригеля на консоль колонны, рис.4.

Сбор погонной нагрузки на ригель перекрытия в кг/м.п. проводим с учетом ширины грузовой площади ригеля, равной шагу поперечных рам 6,0м, как показано на рис.5. Расчет нагрузок ведем в табличной форме, см. табл.1.

Таблица 1 - Нагрузки на 1 м.п. ригеля перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная, кг/м.п.	Коэф. надежности по нагрузке γ_f	Расчетная, кг/м.п.
<u>Постоянная</u>			
Вес ригеля, $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3, (0,2 \times 0,46 + 0,2 \times 0,25) \times 2500 = 350 \text{ кг/м.п.}$	350	1,1	385
Ж/б плита перекрытия с омоноличиванием швов, $340 \text{ кг/м}^2 \times 6 = 2040 \text{ кг/м.п.}$	2040	1,1	2244
Ц/п стяжка, $b = 30 \text{ мм}, \gamma = 1800 \text{ кг/м}^3, 0,03 \times 1800 \times 6 = 324$.	324	1,3	421
Пол-паркет на мастике, $b = 20 \text{ мм}, \gamma = 500 \text{ кг/м}^3, 0,02 \times 500 \times 6 = 60 \text{ кг/м.п.}$	60	1,3	78
Итого: $g =$	2774		3128
<u>Временная</u>			
Перегородки, кирпич, $b = 120 \text{ мм}, 50 \text{ кг/м}^2 \times 6 = 300 \text{ кг/м.п.}$	300	1,2	360
Полезная (по заданию) $300 \text{ кг/м}^2 \times 6 = 1800 \text{ кг/м.п.}$	1800	1,3	2340
Итого: $v =$	2100		2700

Полная расчетная нагрузка: $q = g + v = 3128 + 2700 = 5828 \text{ кг/м.п.}$

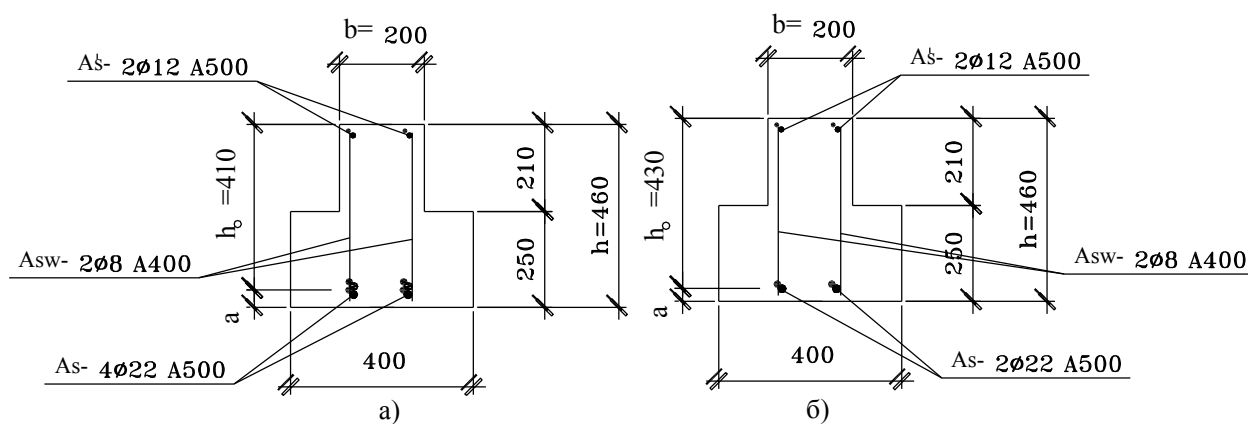


Рисунок 3 - Сечения сборного ригеля перекрытия P1: а)- в середине пролета, б)- в месте обрыва части растянутой арматуры

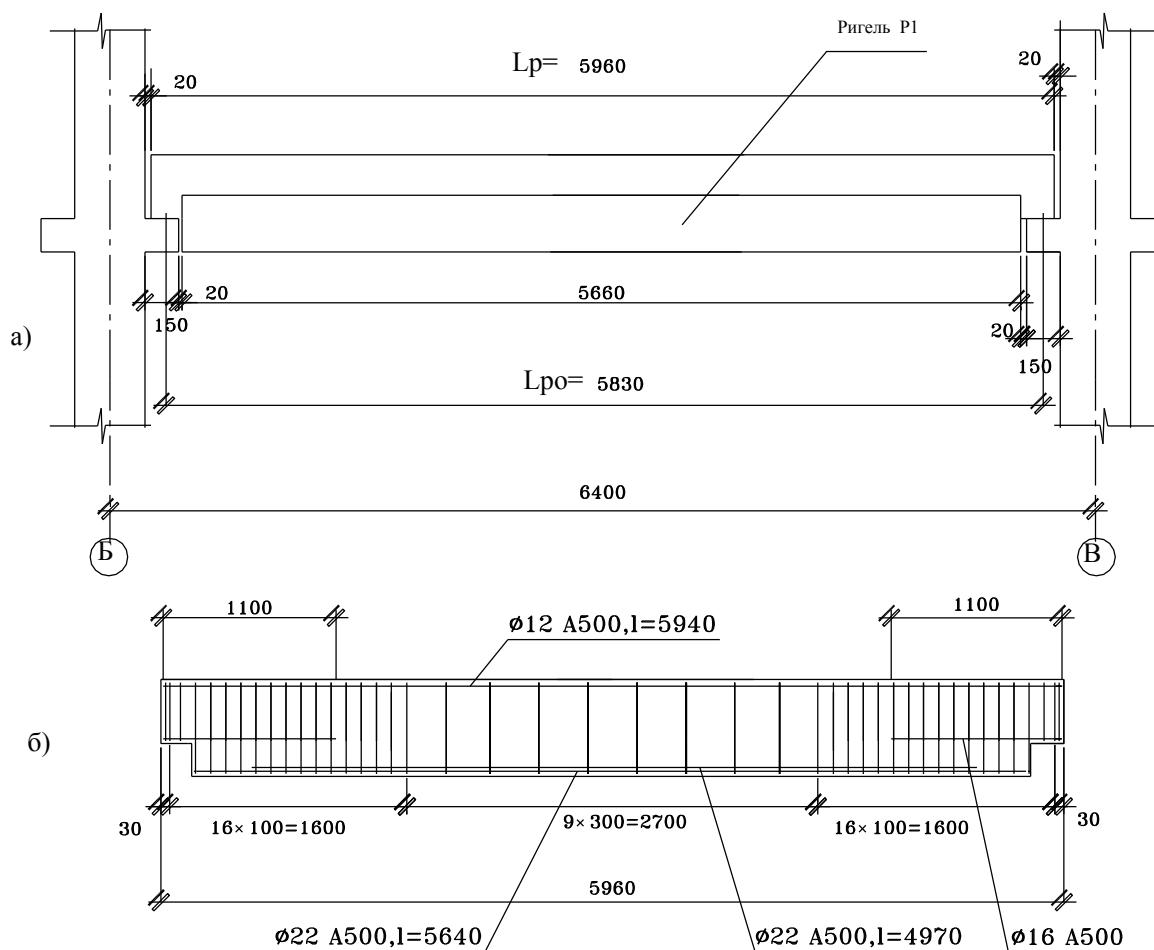


Рисунок 4 - Расчетный пролет (а) и армирование (б) ригеля P1

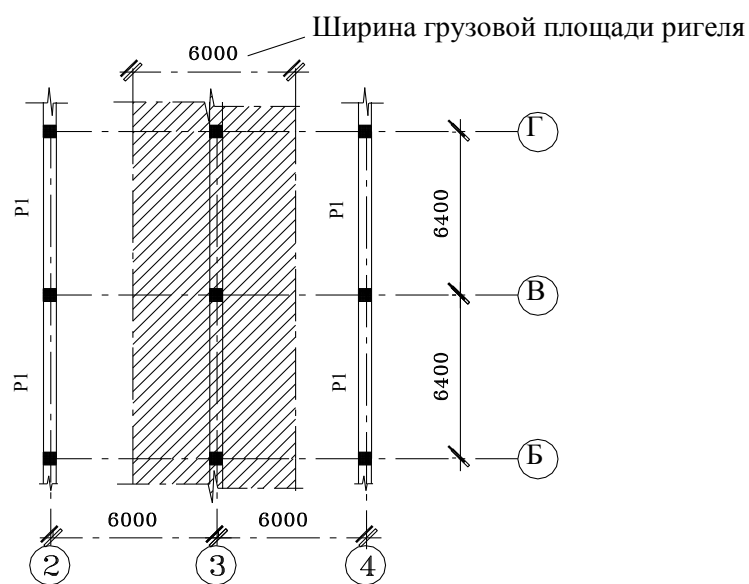


Рисунок 5 - Определение грузовой площади ригеля

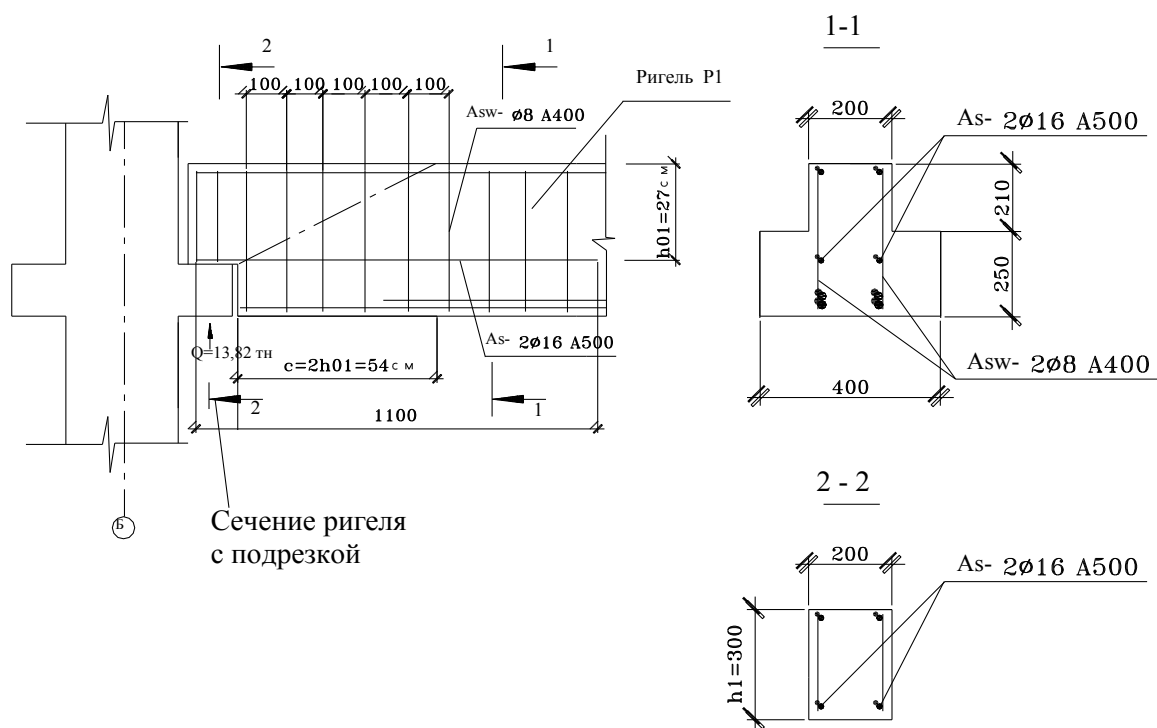


Рисунок 6 - К расчету прочности наклонных сечений ригеля

Учет коэффициента надежности по ответственности здания $\gamma_n = 0,95$ позволяет снижение величин нагрузок на 5%.

Согласно СНиП 2.01.07-85*[4] возможно снижение временной нагрузки на перекрытие в зависимости от грузовой площади ригеля введением коэффициента ψ_{A1} :

$$\psi_{A1} = 0,4 + 0,6 / \sqrt{A / A_1}, \text{ где } A_1 = 9 \text{ м}^2 \text{ для помещений поз. 1,2,12 [4],}$$

$$A = 6,0 \times 6,4 = 38,4 \text{ м}^2 - \text{грузовая площадь ригеля,}$$

$$\psi_{A1} = 0,4 + 0,6 / \sqrt{38,4 / 9} = 0,691, \text{ тогда } v = 2700 \times 0,691 \times 0,95 = 1772 \text{ кг/м.п.,}$$

$$g = 3128 \times 0,95 = 2972 \text{ кг/м.п.}$$

Полная расчетная погонная равномерно-распределенная нагрузка на ригель:
 $q = v + g = 1772 + 2972 = 4744 \text{ кг/м.п.}$

2.2.2 Определение усилий в ригеле

Значения максимального изгибающего момента и поперечной силы вычисляем по формулам:

$$M = q L_{po}^2 / 8 = 4,74 \times 5,83^2 / 8 = 20,14 \text{ тм,}$$

$$Q = q L_{po} / 2 = 4,74 \times 5,83 / 2 = 13,82 \text{ т.}$$

Характеристики прочности бетона и арматуры для ригеля:

- бетон тяжелый класса В35, расчетное сопротивление при сжатии $R_b = 195 \text{ кг/см}^2$, при растяжении $R_{bt} = 13,0 \text{ кг/см}^2$, Приложение А, $\gamma_{b1} = 0,9$ (п.5.1.10[1]);
- арматура продольная рабочая класса А500, расчетное сопротивление $R_s = 4350 \text{ кг/см}^2$, поперечная рабочая арматура класса А400, $R_{sw} = 2850 \text{ кг/см}^2$, Приложения Б,В (табл.5.8[1]).

2.2.3 Расчет прочности нормальных сечений ригеля на действие изгибающего момента

Рабочая высота сечения ригеля $h_0 = h - 5 \text{ см} = 46 - 5 = 41 \text{ см}$, ширина $b = 20 \text{ см}$.

Расчет ведем для сечения с одиночной арматурой:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} R_b b h_0^2} = \frac{2014000}{0,9 \times 195 \times 20 \times 41^2} = 0,341 < \alpha_R = 0,372.$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,341} = 0,437 < \xi_R = 0,493.$$

Высота сжатой зоны: $x = \xi h_0 = 0,437 \times 41 = 17,92 \text{ см}$.

Граница сжатой зоны проходит в узкой части сечения ригеля, следовательно расчет ведем как для прямоугольного сечения 41х20см. Значения $\xi_R = 0,493$, $\alpha_R = 0,372$ определяем по табл.3.2[3], или по Приложению Г.

Так как $\alpha_m = 0,341 < \alpha_R = 0,372$, сжатая арматура по расчету не требуется; $\xi = 0,437 < \xi_R = 0,493$, поэтому площадь сечения растянутой арматуры определяем по формуле:

$$A_s = \frac{\gamma_{b1} R_b b \xi h_0}{R_s} = \frac{0,9 \times 195 \times 20 \times 0,437 \times 41}{4350} = 14,46 \text{ см}^2.$$

Если $\xi > \xi_R$ следует повысить класс бетона по прочности на сжатие или увеличить высоту ригеля на величину, кратную 5 см.

По найденной площади сечения растянутой арматуры по сортаменту (см. Приложение 5) подбираем 4Ø 22 А500, $A_s = 15,2 \text{ см}^2 > 14,46 \text{ см}^2$. Возможен подбор стержней разного диаметра по два стержня одного диаметра близкого по сортаменту.

Площадь сечения сжатой арматуры A_s^1 принимаем конструктивно: 2Ø 12 А500, $A_s^1 = 2,26 \text{ см}^2$.

Расположение растянутой и сжатой арматуры в сечениях ригеля показано на рис. 3.

2.2.4 Расчет прочности наклонных сечений ригеля на действие поперечных сил

Ригель опирается на колонну с помощью коротких консолей, скрытых в его подрезке, см. рис.6., т.е. высота ригеля на опоре $h_1 = 30 \text{ см}$, а рабочая высота $h_{01} = 27 \text{ см}$.

Прочность наклонных сечений должна быть обеспечена по бетонной полосе между наклонными сечениями, на действие поперечной силы и изгибающего момента.

Наклонные сечения принимаем у опоры консоли, образованной подрезкой. Расчетным является сечение ригеля $b \times h_1 = 20 \times 30 \text{ см}$.

Диаметр поперечной арматуры назначаем с учетом требований п. 8.3.10[1] в зависимости от диаметра нижних стержней продольной рабочей арматуры $d = 22 \text{ мм}$. Диаметр поперечных стержней (хомутов) принимаем Ø8мм А400, их шаг на приопорном участке длиной $l/4 = 5960/4 = 1490 \text{ мм}$ предварительно принимаем $S_w = 10 \text{ см}$, что $< 0,5 h_{01} = 13,5 \text{ см}$ и $< 30 \text{ см}$, согласно п. 8.3.11[1].

Проверим прочность бетонной полосы между наклонными трещинами:

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_{01},$$

где $\varphi_{b1} = 0,3$, т.е. $0,3 \times 0,9 \times 195 \times 20 \times 27 = 28431 \text{ кг} > Q = 13820 \text{ кг}$, значит принятые размеры ослабленного сечения ригеля в его подрезке достаточны.

Проверим требуется ли поперечная арматура по расчету из условия:
 $Q \leq Q_{b\min} = 0,5R_{bt}bh_{01} = 0,5 \times 0,9 \times 13 \times 20 \times 27 = 3159 < Q = 13820 \text{ кг}$, т.е. расчет поперечной арматуры необходим.

Находим погонное сопротивление поперечной арматуры q_{sw} . При 2-х арматурных каркасах (рис.3) в сечении расположены два поперечных стержня: 2 Ø8мм А400, $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$, (см. Приложение Д и В) $R_{sw} = 2850 \text{ кг/см}^2$, $S_w = 10 \text{ см}$, см. выше, тогда:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w} = \frac{2850 \times 1,01}{10} = 288 \text{ кг/см}.$$

Поперечную силу, воспринимаемую поперечной арматурой в наклонном сечении, определим по формуле:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c, \text{ где } \varphi_{sw} = 0,75 [1],$$

c – длина проекции наклонного сечения, принимаемая $c \leq 2h_{01} = 2 \times 27 = 54 \text{ см}$, рис.6, п.6.2.34[1], тогда:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c = 0,75 \times 288 \times 54 = 11664 \text{ кг}.$$

Поперечную силу, воспринимаемую бетоном в наклонном сечении, определим по формуле:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_{01}^2}{c}, \text{ где } \varphi_{b2} = 1,5 [1],$$

$$Q_b = \frac{1,5 \times 0,9 \times 13 \times 20 \times 27^2}{54} = 4739 \text{ кг}.$$

Проверим условие прочности наклонного сечения по поперечной силе:

$$Q_b + Q_{sw} = 4739 + 11664 = 16403 > Q = 13820 \text{ кг},$$

т.е. прочность наклонного сечения ригеля по поперечной силе обеспечена.

Расчет прочности наклонного сечения на действие изгибающего момента произведем из условия:

$$M \leq M_s + M_{sw},$$

где M – изгибающий момент в наклонном сечении с проекцией «с» на продольную ось ригеля от внешних сил, расположенных по одну сторону сечения,

$$M = Qc - \frac{qc^2}{2}, \text{ где } c = 2h_{01} = 54 \text{ см}.$$

$$M = 13820 \times 54 - 47,44 \times 54^2 / 2 = 746280 - 69167 = 677113 \text{ кг см}.$$

M_s - момент, воспринимаемый продольной арматурой в наклонном сечении относительно противоположного конца наклонного сечения. В данном случае продольную арматуру короткой консоли подрезки примем 2Ø16 А500 с закреплением их сваркой к опорной закладной детали ригеля, что обеспечит их надежную анкеровку на опоре. Расчетная длина заведения стержней в глубину ригеля $l = c = 54 \text{ см}$. Длину анкеровки каждого из принятых стержней определим согласно п.8.3.21[1] по формуле

$$l_{0an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} U_s}, \quad \text{где для } d=16 \text{ A500, } A_s = 2,01 \text{ см}^2;$$

$$U_s = 2 \times 3,14 \times 0,8 \text{ см} = 5,02 \text{ см} - \text{периметр одного стержня};$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} - \text{расчетное сопротивление сцеплению},$$

$$R_{bond} = 1 \times 2,5 \times 13 = 32,5 \text{ кг/см}^2, \text{ тогда}$$

$$l_{0an} = \frac{4350 \times 2,01}{32,5 \times 5,02} = 53,6 \text{ см}, \text{ а полная длина стержней } 54 \text{ см} + 53,6 \text{ см} = 107,6 \text{ см}.$$

Полную длину продольных стержней 2Ø16 A500 в наклонном сечении примем 110 см, рис.6, $A_s = 2 \times 2,01 = 4,02 \text{ см}^2$.

$$M_s = R_s A_s z_s = R_s A_s 0,9 h_0 = 4350 \times 4,02 \times 0,9 \times 27 = 424934 \text{ кгсм}.$$

M_{sw} - момент, воспринимаемый поперечными стержнями в наклонном сечении на длине проекции «с», определим согласно п.6.2.35[1] по формуле:

$$M_{sw} = 0,5 Q_{sw} c = 0,5 q_{sw} c^2 = 0,5 \times 288 \times 54^2 = 419904 \text{ кгсм}.$$

$M_s + M_{sw} = 424934 \text{ кгсм} + 419904 \text{ кгсм} = 844838 \text{ кгсм} > M = 667113 \text{ кгсм},$
т.е. прочность рассматриваемого наклонного сечения на действие изгибающего момента обеспечена.

2.2.5 Построение эпюры материалов

В п.2.2.3 определена продольная рабочая арматура в пролете ригеля из расчета на действие максимального изгибающего момента: растянутая – 4Ø22 A500, сжатая - 2Ø12 A500(принята конструктивно). Для экономии растянутой арматуры из 4-х стержней два обрываются в пролете, а два других доводятся до опор. В случае принятия растянутой продольной арматуры разных диаметров, до опор следует доводить стержни большего диаметра. Места обрыва двух арматурных стержней определяем построением эпюры материалов. Для этого необходимо точно, с соблюдением масштаба, построить эпюру моментов ригеля с определением моментов в 1/8, 2/8, 3/8 пролета, см рис.7. Изгибающий момент в любом сечении ригеля определим по формуле:

$$M_x = Qx - qx^2/2,$$

где $Q = 13,82 \text{ тн}$ – опорная реакция, x – текущая координата, $q = 4744 \text{ кг/м.п.}$

при $x = 1/8 l = 0,728 \text{ м}, M = 8804 \text{ кгм},$

при $x = 2/8 l = 1,460 \text{ м}, M = 15115 \text{ кгм},$

при $x = 3/8 l = 2,186 \text{ м}, M = 18875 \text{ кгм}.$

Площадь рабочей арматуры $A_s = 15,2 \text{ см}^2$. Определим изгибающий момент, который может быть воспринят сечением ригеля с принятой арматурой 4Ø22 A500.

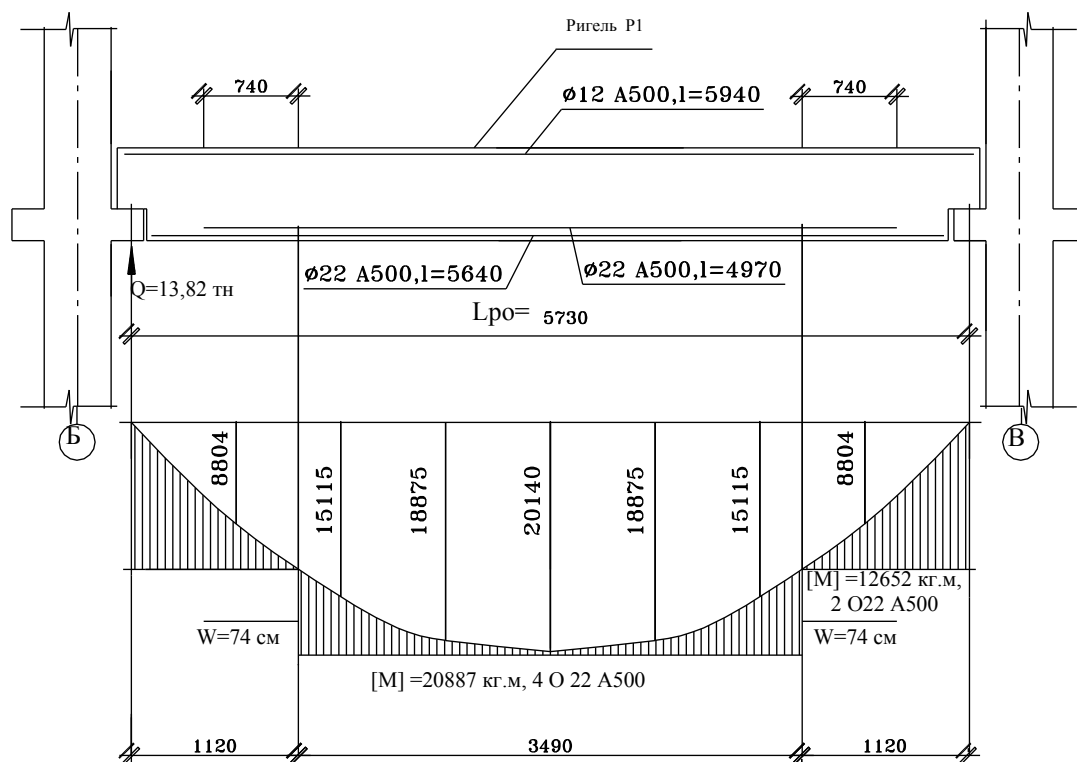


Рисунок 7 - Эпюра материалов ригеля

Из условия равновесия сечения $R_s A_s = \gamma_{b1} R_b b x$, где $x = \xi h_0$,

$$\xi = \frac{R_s A_s}{\gamma_{b1} R_b b h_0} = \frac{4350 \times 15,2}{0,9 \times 195 \times 20 \times 41} = 0,459, \quad x = \xi h_0 = 0,459 \times 41 = 18,82 \text{ см.}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением, определим по формуле:
 $[M]_{4d22} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 4350 \times 15,2 (41 - 0,5 \times 18,82) = 2088731 \text{ кгсм} > 2014000 \text{ кгсм}$, т.е. больше действующего изгибающего момента от полной расчетной нагрузки, что означает обеспечение прочности сечения. Полученное значение откладываем в масштабе на эпюре материалов.

До опор ригеля доводим $2\varnothing 22 \text{ A500}$, $A_s = 7,6 \text{ см}^2$, $h_0 = 46 - 3 = 43 \text{ см}$, рис.3,

$$\xi = \frac{4350 \times 7,6}{0,9 \times 195 \times 20 \times 43} = 0,220; \quad x = \xi h_0 = 0,220 \times 43 = 9,46 \text{ см.}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением с продольной арматурой из $2\varnothing 22 \text{ A500}$:

$$[M]_{2d22} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 4350 \times 7,6 (43 - 0,5 \times 9,46) = 1265206 \text{ кгсм.}$$

Так же откладываем полученное значение на эпюре моментов горизонтальной линией, точки пересечения которой с эпюрой «М» означают точки теоретического обрыва рабочей арматуры, как показано на рис.7.

Длину анкеровки обрываемых стержней определяем согласно п. 8.3.21[1] по формуле:

$$W = R_s A_s / R_{bond} U_s,$$

где $A_s = 3,8 \text{ см}^2$ – площадь сечения обрываемого стержня,

$U_s = 2 \times 3,14 \times 1,1 = 6,91 \text{ см}$ – его периметр, $R_{bond} = 1 \times 2,5 \times 13 = 32,5 \text{ кг/см}^2$ – расчетное сопротивление сцеплению (см. выше), тогда

$$W = \frac{4350 \times 3,8}{32,5 \times 6,91} = 73,6 \text{ см}, \quad \text{принимаем } W = 74 \text{ см.}$$

Библиографический список

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: ФГУП ЦПП, 2013.
2. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: ФГУП ЦПП, 2004.-24с.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). М.: ФГУП. ЦПП, 2005.-214с.
4. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85. М.: ГУП ЦПП, 2012.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} .

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа (кг/см ²) при классе бетона по прочности на сжатие										
Сжатие осевое, R_b	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
	6,0 (61,2)	8,5 (86,6)	11,5 (117)	14,5 (148)	17,0 (173)	19,5 (199)	22,0 (224)	25,0 (255)	27,5 (280)	30,0 (306)	33,0 (336)
Растяжение осевое, R_{bt}	0,56 (5,7)	0,75 (7,6)	0,90 (9,2)	1,05 (10,7)	1,15 (11,7)	1,30 (13,3)	1,40 (14,3)	1,50 (15,3)	1,60 (16,3)	1,70 (17,3)	1,80 (18,3)

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Расчетные сопротивления арматуры растяжению R_s и сжатию R_{sc}

Арматура классов	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кг/см ²)	
	Растяжению R_s	Сжатию R_{sc}
A240	215 (2150)	215 (2150)
A300	270 (2700)	270 (2700)
A400	355 (3550)	355 (3550)
A500	435 (4350)	435 (4350)

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Расчетные сопротивления поперечной арматуры R_{sw}

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500
Расчетное сопротивление поперечной арматуры R_{sw} , МПа(кг/см ²)	170 (1730)	215 (2190)	285 (2900)	300 (3060)

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Значения ξ_R и α_R

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значения ξ_R	0,612	0,577	0,531	0,493	0,502
Значения α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Расчетные площади поперечных сечений и масса стержневой арматуры периодического профиля

Диаметр, мм.	Расчетные площади поперечных сечений, см ² и масса стержневой арматуры при числе стержней										Масса, кг/мп
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,07	0,14	0,21	0,28	0,36	0,43	0,50	0,57	0,64	0,71	0,052
4	0,12	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092
5	0,196	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,76	1,96	0,144
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,38	0,77	1,16	1,54	1,93	2,31	2,69	3,08	3,47	3,85	0,302
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,63	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,78	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,66	6,79	7,92	9,05	10,2	11,3	0,89
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,70	9,23	10,8	12,3	13,8	15,4	1,21
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,1	12,1	14,1	16,1	18,1	20,1	1,578
18	2,54	5,09	7,64	10,2	12,7	15,3	17,8	20,4	22,9	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,43	12,6	15,7	18,8	21,9	25,1	28,3	31,42	2,466
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19,0	22,8	26,6	30,4	34,2	38,01	2,984
25	4,900	9,82	14,7	19,6	24,6	29,5	34,3	39,3	44,2	49,1	3,853
28	6,15	12,3	18,5	24,6	30,8	36,9	43,1	49,3	55,4	61,58	4,834
32	8,04	16,1	24,1	32,1	40,2	48,3	56,2	64,3	72,4	80,42	6,313
36	10,18	20,3	30,5	40,7	50,9	61,1	71,2	81,4	91,6	101,8	7,990

