

Документ подписан простой электронной подписью

Информация о владельце:

ФИО: Емельянов Сергей Геннадьевич

Должность: ректор

Дата подписания: 19.09.2024 10:03:28

Уникальный программный ключ:

9ba7d3e34c012eba476ffd2d064cf2781953be730df2374d16f3c0ce5336f0fc6

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное

образовательное учреждение высшего образования


«Юго-Западный государственный университет»

(ЮЗГУ)

Кафедра уникальных зданий и сооружений

УТВЕРЖДАЮ

Проректор по учебной работе



О.Г. Локтионова

«18» 09



РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Методические указания к практическим занятиям по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции (общий курс)»
для студентов специальности 08.05.01

Курск 2024

УДК 624.04

Составители: А.Г. Колесников, Д.Ю. Толмачев

Рецензент

Доктор технических наук *Демьянов А.И.*

Расчет и конструирование железобетонных конструкций:
методические указания практическим занятиям по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции (общий курс)» для
студентов специальности 08.05.01 / Юго-Зап. гос. ун-т; сост.: А.Г.
Колесников, Д.Ю. Толмачев. - Курск, 2024. - 21 с. - Библиогр.: 21 с.

Методические указания содержат примеры расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений по группам предельных состояний.

Методические указания соответствуют требованиям программы и предназначены для студентов специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

Текст печатается в авторской редакции

Подписано в печать *18.09.24*. Формат 60x84 1/16.
Усл. печ. л. 1,22 . Уч.-изд.л. 1,11 . Тираж 100 экз. Заказ. *681* Бесплатно.
Юго-Западный государственный университет.
305040, г. Курск, ул. 50лет Октября, 94.

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	4
1 Расчет плиты перекрытия на продавливание в зоне сопряжения с колонной.....	5
2 Расчет и конструирование колонны первого этажа	6
2.1 Исходные данные	6
2.2 Расчет прочности колонны	7
2.3 Конструирование колонны	8
3 Расчет и конструирование однопролетного ригеля	9
3.1 Сбор нагрузок.....	9
3.2 Определение усилий в ригеле	10
3.3 Расчет прочности ригеля по сечению, нормальному к продольной оси	11
3.4 Расчет прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси.....	12
3.5 Построение эпюры материалов.....	15
3.6 Конструирование ригеля.....	17
4 Расчет фундаментной плиты на продавливание в зоне сопряжения с колонной	19
Библиографический список	Ошибка! Закладка не определена.

Введение

Целью преподавания дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции (общий курс)» является формирование у студентов знаний и умений в области проектирования основных железобетонных конструкций высотных и большепролетных зданий и сооружений при различных нагрузках и воздействиях, в том числе с применением современных методов проектирования, на основе использования компьютерных программ и комплексов при подготовке специалистов по направлению 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений.

1 Расчет плиты перекрытия на продавливание в зоне сопряжения с колонной

Расчет на продавливание плиты перекрытия типового этажа выполняем на действие продольной силы и изгибающих моментов в двух плоскостях.

Значения расчетных усилий определены по результатам численного расчета в ПК «ЛИРА-САПР» с учетом требований СП 63.13330.2018:

$$F = 470 \text{ кН}, M_x = 37,75 \text{ кНм}, M_y = 9,37 \text{ кНм}.$$

Размер площадки приложения продольной силы (поперечное сечение колонны) 500 x 500 мм.

В соответствии с п.3.84, 3.85 Пособия к СП 63.13330.2012 определяем геометрические параметры расчетного сечения:

- периметр расчетного контура:

$$u = 2(a + b + 2h_0) = 2(0,5 + 0,5 + 2 \cdot 0,19) = 2,76 \text{ м}.$$

- момент сопротивления:

$$W_{b,x} = W_{b,y} = (a + h_0) \left(\frac{a+h_0}{3} + b + h_0 \right) \cdot h_0 = (0,5 + 0,19) \left(\frac{0,5+0,19}{3} + 0,5 + 0,19 \right) \cdot 0,19 = 0,1206 \text{ м}^3.$$

Проверяем условие:

$$\frac{F}{A} + \frac{M_x}{W_{b,x}} + \frac{M_y}{W_{b,y}} \leq R_{bt}, \quad (1)$$
$$\frac{470000}{2,76 \cdot 0,19} + \frac{37750}{0,1206} + \frac{9370}{0,1206} = 1,287 \text{ МПа} > R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}.$$

Так как условие обеспечения прочности не выполняется, то необходимо дополнительно установить рабочую поперечную арматуру.

Устанавливаем поперечную арматуру с шагом в соответствии с п. 5.26 Пособия к СП: $s_w = 60$ мм. Устанавливаем первый ряд на расстоянии 75 мм от контура колонны из условия $h_0/3 < 75 < h_0/2$. Размещаем по обе стороны от контура расчетного сечения по одному ряду арматуры. Принимаем стержни класса $\varnothing 8$ А240 ($R_{sw} = 170$ МПа) с $A_{sw} = 100 \text{ мм}^2$.

Определяем усилие, воспринимаемое поперечной арматурой:

$$F_{sw,ult} = 0,8 q_{sw} u = 0,8 \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} u = 0,8 \frac{170 \cdot 100}{0,06} 2,76 = 625,5 \text{ кН}.$$

$F_{sw,ult} > F_{b,ult} = 472 \text{ кН}$, следовательно, учитываем в расчете $F_{sw,ult} = F_{b,ult} = 472 \text{ кН}$. Моменты, воспринимаемые поперечной арматурой в запас прочности, не учитываем.

Проверяем условие:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x} + M_{sw,x}} + \frac{M_y}{M_{b,y} + M_{sw,y}} < 1. \quad (2)$$

$$\frac{470}{2 \cdot 472} + \frac{37,75 + 9,37}{0,1206 \cdot 0,9 \cdot 10^3} = 0,93 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Проверяем прочность расчетного сечения с контуром на расстоянии $0,5h_0$ за границей расположения рабочей поперечной арматуры. Согласно п.5.62 Пособия к СП 63.13330.2012, последний ряд поперечной арматуры располагается на расстоянии от грузовой площадки $75 + 4 \times 60 = 315 > 1,5 h_0 = 285 \text{ мм}$.

Контур нового расчетного сечения имеет размеры:

$$a = b = 500 + 2 \times 315 + 190 = 1320 \text{ мм.}$$

Геометрические характеристики:

- периметр расчетного контура:

$$u = 2(a + b + 2h_0) = 2(1,32 + 1,32 + 2 \cdot 0,19) = 6,04 \text{ м.}$$

- момент сопротивления:

$$W_{b,x} = W_{b,y} = (a + h_0) \left(\frac{a + h_0}{3} + b + h_0 \right) \cdot h_0 = (1,32 + 0,19) \left(\frac{1,32 + 0,19}{3} + 1,32 + 0,19 \right) \cdot 0,19 = 0,5776 \text{ м}^3.$$

Проверяем условие (2):

$$\frac{470000}{0,9 \cdot 10^3 \cdot 6,04 \cdot 0,19} + \frac{37750}{0,5776 \cdot 0,9 \cdot 10^3} + \frac{9370}{0,5776 \cdot 0,9 \cdot 10^3} = 0,55 < 1.$$

Условие выполняется. Армируем зону сопряжения колонны с плитой перекрытия плоскими каркасами КРО-1 с поперечной арматурой $\varnothing 8 \text{ А240}$ с шагом 60 мм в пять рядов, начиная с 75 мм от контура колонны.

2 Расчет и конструирование колонны первого этажа

2.1 Исходные данные

Материалы для колонны:

- бетон тяжелый класса В20 (при $\gamma_{b1} = 1$; $R_b = 11,5 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$; для бетона естественного твердения $R_{b,ser} = 15 \text{ МПа}$; $R_{bt,ser} = 1,35 \text{ МПа}$; $E_b = 27,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$);

- продольная ненапрягаемая класса А400: $R_{sn} = R_{s,ser} = 400\text{МПа}$, $R_s = 350\text{МПа}$, $E_s = 20 \times 10^4\text{МПа}$;

- поперечная ненапрягаемая класса А240: $R_s = 210\text{МПа}$, $R_{sw} = 210\text{МПа}$, $E_s = 20 \times 10^4\text{МПа}$.

Размер сечения колонны 500 x 500 мм.

2.2 Расчет прочности колонны

Расчет по прочности колонны производится как внецентренно сжатого элемента со случайным эксцентриситетом e_a .

Однако расчет сжатых элементов на действие продольной силы, приложенной с эксцентриситетом $e_a = h_{col}/30$ при $l_0 < 20h_{col}$ допускается производить из условия [1]:

$$N \leq \phi \cdot (\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_{s,tot}), \quad (3)$$

где A_b – площадь сечения колонны; $A_{s,tot}$ – площадь продольной арматуры в сечении колонны; l_0 – расчетная длина колонны подвала с шарнирным опиранием в уровне первого этажа и жесткой заделкой в уровне фундамента; R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию.

$$l_0 = 0,7(h_{fl} + 150) = 0,7 \cdot (3000 + 150) = 2205\text{мм};$$

$$l_0/h_{col} = 2205/500 = 4,41 < 20;$$

ϕ – коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки по табл. 8.1 [1], в зависимости от гибкости колонны: при $l_0/h_{col} = 4,41$ $\phi = 0,92$.

Площадь продольной арматур:

$$A_{s,tot} = \frac{N - \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot A_b}{R_{sc}} = \frac{2360000 - 0,9 \cdot 11,5 \cdot 250000}{350} = -64\text{мм}^2.$$

Т.к. $A_{s,tot} < 0$, по расчету арматура не требуется, принимаем по конструктивным соображениям. Из условия ванной сварки выпусков продольной арматуры при стыке колонн, минимальный ее диаметр должен быть не менее 20 мм. Принимаем 4 \varnothing 20 А400 $A_s = 1256\text{мм}^2$.

Процент армирования:

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} 100\% = \frac{1256}{160000} 100\% = 0,785\% > \mu_{\min} = 0,11\%.$$

Диаметр поперечной арматуры принимаем \varnothing 6 А240 (из условия свариваемости с продольной арматурой). Шаг поперечных стержней $s = 300$ мм, что удовлетворяет конструктивным требованиям [1]:

$$s \leq 15d = 15 \cdot 20 = 300\text{мм} \text{ и } s \leq 500\text{мм}$$

Если $\mu > 3\%$, то шаг поперечных стержней должен быть:
 $s \leq 10d$ и $s \leq 300\text{мм}$.

2.3 Конструирование колонны

Конструирование колонн необходимо выполнять в соответствии с требованиями раздела 10 норм [1].

Расчетом определена рабочая арматура колонны $4\varnothing 20$ А500, устанавливаемая в пространственный каркас. Поперечная арматура каркаса $\varnothing 6$ А240 устанавливается в соответствии с конструктивными требованиями с шагом 300 мм по всей длине каркаса.

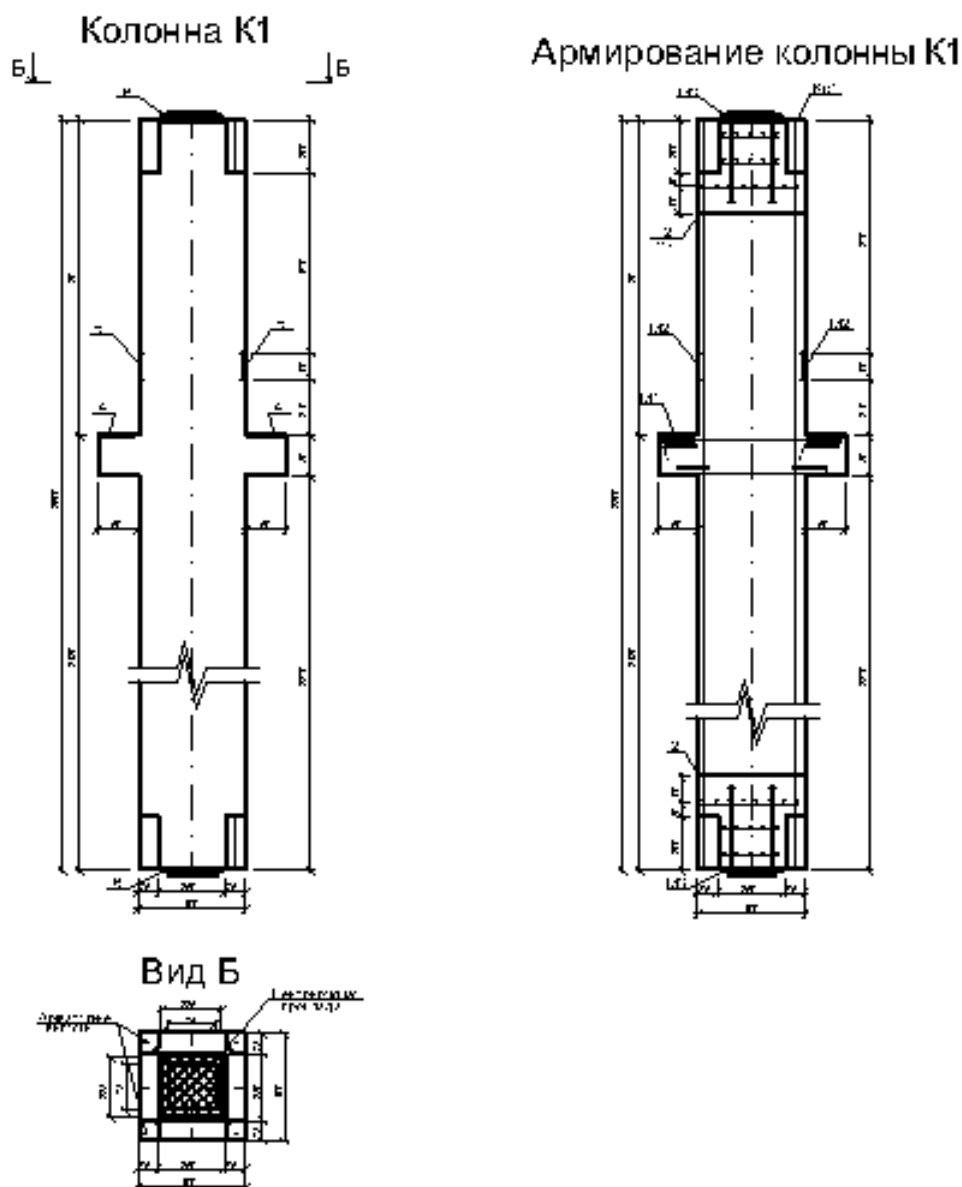


Рисунок 1 – Опалубка, схема армирования и сечение колонны

3 Расчет и конструирование однопролетного ригеля

Характеристики материалов ригеля:

Бетон – тяжелый класса по прочности на сжатие В20:

$R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$; коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b1} = 0,9$. Начальный модуль упругости $E_b = 27,5 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Арматура:

- продольная ненапрягаемая класса А400:

$R_{sn} = R_{s,ser} = 400 \text{ МПа}$, $R_s = 350 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

3.1 Сбор нагрузок

Для опирания пустотных панелей задаемся сечением ригеля высотой $h_b = 450 \text{ мм}$. Ригель выполняется без предварительного напряжения арматуры.

Высота сечения обычного ригеля $h_b \approx \left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{10} \right) l_b$.

Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м^2 перекрытия принимаются те же, что и при расчете панели перекрытия. Ригель шарнирно оперт на консоли колонн, $h_b = 450 \text{ мм}$. Расчетный пролет:

$$\begin{aligned} l_0 &= l_1 - b - 2 \cdot 10 - 130 = 6000 - 400 - 20 - 130 = \\ &= 5430 \text{ мм} = 5,43 \text{ м}, \end{aligned}$$

где $l_1 = 6000 \text{ мм}$ – пролет ригеля в осях; $b = 400 \text{ мм}$ – размер сечения колонны; 10 мм - зазор между колонной и торцом ригеля; 130 мм – размер площадки опирания.

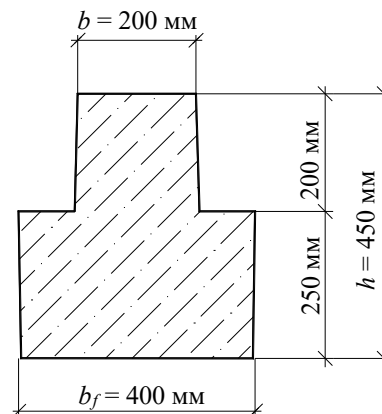


Рисунок 2 – Сечение ригеля

Расчетная нагрузка на 1 м длины ригеля определяется с грузовой полосы, равной шагу рам, в данном случае шаг рам 3 м .

Постоянная нагрузка (g):

- от перекрытия с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1,0$:

$$g = 4,28 \cdot 3,0 \cdot 1,0 = 12,84 \text{ кН/м,}$$

где 4,28 – нагрузка от перекрытия;

-от веса ригеля (рис.2):

$$g_B = (0,2 \cdot 0,45 + 0,2 \cdot 0,25) \cdot 2500 \cdot 10^{-2} = 3,5 \text{ кН/м,}$$

где 2500 кг/м^3 – плотность железобетона.

С учетом коэффициентов надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ и по назначению здания $\gamma_n = 1,0$:

$$g_B = 3,5 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 3,85 \text{ кН/м.}$$

$$\text{Итого: } g + g_B = 12,84 + 3,85 = 16,69 \text{ кН/м.}$$

Коэффициент снижения временной нагрузки в зависимости от грузовой площади:

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}}, \quad (4)$$

где $A_1 = 9 \text{ м}^2$; $A = 6,0 \cdot 3,0 = 18,0 \text{ м}^2 > A_1 = 9 \text{ м}^2$ – грузовая площадь.

При грузовой площади A более 36 м^2 , вместо A_1 принимают $A_2 = 36 \text{ м}^2$,

где A_1 и A_2 – нормативные грузовые площади, определяемые нормами.

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{18}{9}}} = 0,82.$$

Временная нагрузка ($v=4,8 \text{ кН/м}^2$) с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1,0$ и коэффициента снижения временной нагрузки ψ_{A1} :

$$v = 4,8 \cdot 3,0 \cdot 1,0 \cdot 0,82 = 11,81 \text{ кН/м.}$$

$$\text{Полная нагрузка: } (g + v) = 16,69 + 11,81 = 28,5 \text{ кН/м.}$$

3.2 Определение усилий в ригеле

Расчетная схема ригеля – однопролетная шарнирно опертая балка пролетом l_0 . Вычисляем значения максимального изгибающего момента M и максимальной поперечной силы Q от полной расчетной нагрузки:

$$M = \frac{(g+v) \cdot l_0^2}{8} = \frac{28,5 \cdot 5,43^2}{8} = 105,04 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{(g+v) \cdot l_0}{2} = \frac{28,5 \cdot 5,43}{2} = 77,38 \text{ кН}.$$

3.3 Расчет прочности ригеля по сечению, нормальному к продольной оси

Определяем высоту сжатой зоны $x = \xi \cdot h_0$, где $h_0 = (450 - 50) = 400$ мм – рабочая высота сечения ригеля; ξ - относительная высота сжатой зоны, определяемая в зависимости от коэффициента α_m .

Расчетный коэффициент:

$$\alpha_T = \frac{M}{\gamma_{b11} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{105,04 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 200 \cdot 400^2} = 0,317.$$

При $\alpha_m = 0,317$ определяем значения коэффициентов $\xi = 0,4$.

Высота сжатой зоны $x = \xi \cdot h_0 = 0,4 \cdot 400 = 160,0$ мм, что не более высоты узкой части сечения ригеля. Следовательно, граница сжатой зоны проходит в узкой части сечения, и поэтому расчетным будет прямоугольное сечение. Расчет по прочности нормальных сечений производится в зависимости от соотношения относительной высоты сжатой зоны бетона и граничной относительной высоты ξ_R , при которой предельное состояние элемента наступает по сжатой зоне бетона одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Граничная относительная высота сжатой зоны определяется по формуле:

$$\xi_R = \frac{x_R}{R} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} \quad (5)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ - относительная деформация арматуры растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного R_s , $\varepsilon_{b,ult}$ - относительная деформация сжатого бетона при нормальной влажности, принимаемая равной 0,0048.

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{350}{20 \cdot 10^5} = 0,00175,$$

$$\xi_R = \frac{x_R}{R} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00175}{0,0048}} = 0,586;$$

Так как $\xi = 0,4 < \xi_R = 0,586$, то площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле:

$$A_s = \frac{\gamma_{b1} \cdot \xi \cdot b' \cdot f \cdot h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 0,4 \cdot 11,5 \cdot 200 \cdot 400}{350} = 936,2 \text{ мм}^2.$$

Из условий конструирования двух каркасов, содержащих по два стержня каждый, принимаем по сортаменту 4Ø18 А400 с $A_s = 1018 \text{ мм}^2$, что больше требуемой.

Определим процент армирования поперечного сечения ригеля:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{1018 \cdot 100}{200 \cdot 400} = 1,27\% > \mu_{\text{шт}} = 0,1\%.$$

3.4 Расчет прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси

Расчёт ригеля по прочности при действии поперечных сил производится на основе модели наклонных сечений [3]. Ригель опирается на колонну с помощью консолей, скрытых в его подрезке, т.е. имеет место резко изменяющаяся высота сечения ригеля на опоре. При расчете по модели наклонных сечений должны быть обеспечены прочность ригеля по бетонной полосе между наклонными сечениями, по наклонному сечению на действие поперечной силы и изгибающего момента. Для ригелей с подрезками на опорах производится расчет по поперечной силе наклонных сечений, проходящих у опоры консоли, образованной подрезкой. При этом в расчетные формулы вводится рабочая высота h_{01} короткой консоли ригеля. Таким образом, в качестве расчетного принимаем прямоугольное сечение с размерами $b \times h_1 = 200 \times 300 \text{ мм}$, в котором действует поперечная сила $Q = 77,38 \text{ кН}$ от полной расчетной нагрузки. Рабочая высота сечения ригеля в подрезке составляет $h_{01} = 270 \text{ мм}$, вне подрезки $h_0 = 420 \text{ мм}$, в средней части пролета – 400 мм .

При диаметре нижних стержней продольной рабочей арматуры ригеля $d_s = 18 \text{ мм}$ с учетом требований п. 10.3.12 [1] назначаем поперечные стержни (хомуты) Ø6 А400. Их шаг на приопорном участке предварительно принимаем по конструктивным соображениям $s_{w1} = 10 \text{ см}$, что в соответствии с п.10.3.12 [1] не превышает $0,5h_{01} = 21 \text{ см}$ и 30 см . Значения прочностных характеристик бетона класса В20, входящие в расчетные зависимости, принимаем с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{b1} = 0,9$.

Расчет ригеля по бетонной полосе между наклонными трещинами производится из условия:

$$Q \leq \phi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \quad (6)$$

$$Q = 14,66 \leq 0,3 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 200 \cdot 270/1000 = 167,67 \text{кН},$$

т.е. принятые размеры сечения ригеля в подрезке достаточны.

Проверяем, требуется ли поперечная арматура по расчету, из условия

$$Q \leq Q_{b,\min} = 0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{01}, \quad (7)$$

т.е.

$$Q = 77,38 \text{кН} > Q_{b,\min} = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 200 \cdot 270 = \\ = 34020 \text{Н} = 34,02 \text{кН},$$

поэтому необходимо выполнить расчет поперечной арматуры.

Находим погонное усилие в хомутах для принятых выше параметров поперечного армирования $A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$ (2 Ø6 А400), $R_{sw} = 280 \text{ МПа}$, $s_{w1} = 100 \text{ мм}$:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = \frac{280 \cdot 57}{100} = 159,6 \text{ кН/мм}.$$

Расчет ригеля с рабочей поперечной арматурой по наклонному сечению производится из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}; \quad (8)$$

где

$$Q_b = \frac{\phi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0}{c}; \quad Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c,$$

где c – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, ϕ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5 (п. 8.1.33 [1]).

Находим наиболее опасную длину проекции наклонного сечения:

$$c = \sqrt{\frac{\phi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{0,75 \cdot q_{sw1}}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 200 \cdot 270^2}{0,75 \cdot 159,6}} = 479,8 \text{ мм};$$

которая должна быть не более $2h_0 = 800 \text{ мм}$.

С учетом этой величины:

$$Q \leq \frac{1,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} + 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 200 \cdot 270^2}{479,8} + \\ + 0,75 \cdot 159,6 \cdot 479,6 = 114,86 > Q = 77,38 \text{кН};$$

т.е. условие прочности ригеля по наклонному сечению в подрезке при действии поперечной силы соблюдается.

Необходимо также убедиться в том, что принятый шаг хомутов не превышает шага хомутов, при котором ещё обеспечивается прочность ригеля по наклонному сечению между двумя соседними хомутами, т.е.

$$s_{w1} = 100\text{мм} \leq s_{w,\max} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{0,9 \cdot 1,4 \cdot 200 \cdot 270^2}{77380} = 237,4\text{мм}.$$

Выясним теперь, на каком расстоянии от опор в соответствии с характером эпюры поперечных сил в ригеле шаг поперечной арматуры может быть увеличен. Примем, согласно п.10.3.13 [1], шаг хомутов в средней части пролета равным $s_{w2} = 0,75h_0 = 0,75 \cdot 400 = 300$ мм, что не превышает 500 мм.

Погонное усилие в хомутах для этого участка составляет:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = \frac{280 \cdot 57}{300} = 53,2 \text{ кН/мм},$$

что меньше минимальной интенсивности этого усилия, при которой поперечная арматура учитывается в расчете:

$$q_{sw,\min} = 0,25 \cdot 0,9 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 200 = 63\text{Н/мм}.$$

Следовательно, уменьшим шаг хомутов до 200 мм и пересчитываем погонное усилие в хомутах для этого участка:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w} = \frac{280 \cdot 57}{200} = 79,8 \text{ кН/мм}.$$

При действии на ригель равномерно распределенной нагрузки $q = g_1 + v_1$ длина участка с интенсивностью усилия в хомутах $q_{sw,1}$ принимается не менее значения l_1 , определяемого по формуле:

$$l_1 = \frac{Q - Q_{b,\min}}{q} - c_1 \text{ и не менее } \frac{l_0}{4}.$$

Тогда имеем:

$$Q_{b,\min} = 0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{01} = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 200 \cdot 400 = 50400\text{Н},$$

$$c_1 = \sqrt{\frac{\phi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{01}^2}{0,75 \cdot q_{sw1}}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 200 \cdot 400^2}{0,75 \cdot 79,8}} = 1005\text{мм};$$

Поскольку $c_1 > 2h_0 = 800$ мм, то принимаем $c_1 = 800$ мм.

Полная расчетная нагрузка $q = 28,5$ кН/м.

Длина участка с интенсивностью усилия в хомутах $q_{sw,1}$ не менее

$$l_1 = \frac{77380 - 50400}{28,76} - 800 = 162\text{мм},$$

и не менее $l_0/4 = 5430/4 = 1358$ мм.

В ригелях с подрезками у концов последних устанавливаются дополнительные хомуты и отгибы для предотвращения горизонтальных трещин отрыва у входящего угла подрезки. Эти хомуты и отгибы должны удовлетворять условию:

$$R_{sw} A_{sw,1} + R_{sw} A_{s,inc} \sin\theta \geq Q \left(1 - \frac{h_{01}}{h_0}\right). \quad (9)$$

Для рассматриваемого примера со сравнительно небольшим значением поперечной силы примем дополнительные хомуты у конца подрезки в количестве 2 Ø8 А400 с площадью сечения $A_{sw1} = 101 \text{ мм}^2$ отгибы использовать не будем. Тогда проверка условия дает:

$$280 \cdot 101 = 28,28 \text{ кН} \geq 77,38 \left(1 - \frac{270}{400}\right) = 25,15 \text{ кН.}$$

т.е. установленных дополнительных хомутов достаточно для предотвращения горизонтальных трещин отрыва у входящего угла подрезки.

3.5 Построение эпюры материалов

Продольная рабочая арматура в пролете 4Ø18 А400 с $A_s = 1018 \text{ мм}^2$. Площадь этой арматуры определена из расчета на действие максимального изгибающего момента в середине пролета. В целях экономии арматуры по мере уменьшения изгибающего момента к опорам два стержня обрываются в пролете, а два других доводятся до опор. Если продольная рабочая арматура разного диаметра, то до опор доводят два стержня большего диаметра.

Место теоретического обрыва верхних стержней определяется построением «эпюры материалов», которую можно считать эпюрой несущей способности ригеля при фактически применяемой арматуре.

Площадь рабочей арматуры $A_{s(4\text{Ø}18)} = 1018 \text{ мм}^2$.

Определяем изгибающий момент, воспринимаемый ригелем с полной запроектированной арматурой 4Ø18 А400 по формуле:

$$M = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0, \quad (10)$$

где $h_0 = 400 \text{ мм}$.

Из условия равновесия $A_s \cdot R_s = b \cdot x \cdot R_b$, где $x = \xi \cdot h_0$:

$$\xi = \frac{A_s \cdot R_s}{b \cdot h_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b} = \frac{1018 \cdot 350}{200 \cdot 400 \cdot 0,9 \cdot 11,5} = 0,43.$$

По приложению А.5 [1] находим $\zeta = 0,785$.

Изгибающий момент по формуле (10) равен:

$$M_{(4\text{Ø}18)} = 350 \cdot 1018 \cdot 0,785 \cdot 400 = 111,88 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением, больше изгибающего момента, действующего в сечении:

$$111,88 \text{ кН} \cdot \text{м} > 105,04 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

До опоры доводятся 2Ø18 А400 с $A_s = 509 \text{ мм}^2$.

Вычисляем изгибающий момент, воспринимаемый сечением ригеля с арматурой 2Ø18 А400:

$$M = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_{01}, \quad (11)$$

где $h_{01} = 450 - 30 = 420 \text{ мм}$.

$$\xi = \frac{A_s \cdot R_s}{b \cdot h_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b} = \frac{509 \cdot 350}{200 \cdot 420 \cdot 0,9 \cdot 11,5} = 0,205.$$

По приложению А.5 [1] принимаем $\zeta = 0,898$.

$$M_{(2\text{Ø}18)} = 350 \cdot 509 \cdot 0,898 \cdot 420 = 67,19 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Графически по эпюре моментов (рисунок 3) определяем место теоретического обрыва стержней 2Ø18 А400. Эпюра моментов для этого должна быть построена точно с определением значений изгибающих моментов в $1/8$, $2/8$, и в $3/8$ пролета.

Изгибающий момент в $1/8$ пролета равен:

$$M_{1/8} = \frac{Q \cdot l_0}{8} - \frac{(g+v) \cdot l_0^2}{128} = \frac{77,38 \cdot 5,43}{8} - \frac{28,5 \cdot 5,43^2}{128} = 45,96 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент в $1/4$ пролета равен:

$$M_{1/4} = \frac{Q \cdot l_0}{4} - \frac{(g+v) \cdot l_0^2}{32} = \frac{77,38 \cdot 5,43}{4} - \frac{28,5 \cdot 5,43^2}{32} = 78,78 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент в $3/8$ пролета равен:

$$M_{3/8} = \frac{Q \cdot 3l_0}{8} - \frac{(g+v) \cdot 9l_0^2}{128} = \frac{77,38 \cdot 3 \cdot 5,43}{8} - \frac{28,5 \cdot 9 \cdot 5,43^2}{128} = 98,48 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Откладываем на этой эпюре $M_{(2\text{Ø}18)} = 67,19 \text{ кН} \cdot \text{м}$ в масштабе. Точка пересечения прямой с эпюрой называется *местом теоретического обрыва арматуры*.

Момент, воспринимаемый сечением ригеля с арматурой 2Ø18 А400, также откладывается в масштабе на эпюре M .

Длина анкерки w обрываемых стержней определяется по следующей зависимости:

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d \geq 20d. \quad (12)$$

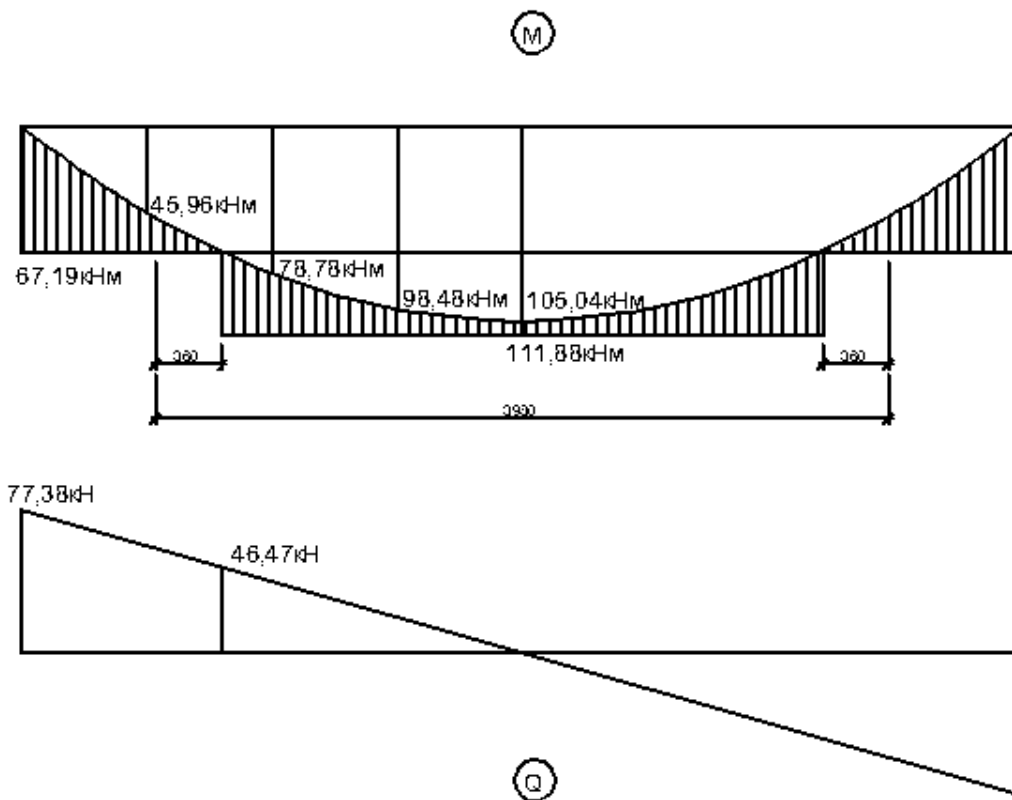


Рисунок 3 – Эпюра моментов, материалов и поперечной силы

Поперечная сила Q определяется графически в месте теоретического обрыва, в данном случае $Q = 46,47$ кН.

Поперечные стержни $\varnothing 6$ А400 (из условия свариваемости с продольными стержнями диаметром 18 мм) с $A_{sw} = 57$ мм² в месте теоретического обрыва имеют шаг 100 мм.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{280 \cdot 57}{100} = 159,6 \text{ Н/мм};$$

$$w = \frac{46470}{2 \cdot 159,6} + 5 \cdot 20 = 246 \text{ мм} < 20d = 360 \text{ мм}.$$

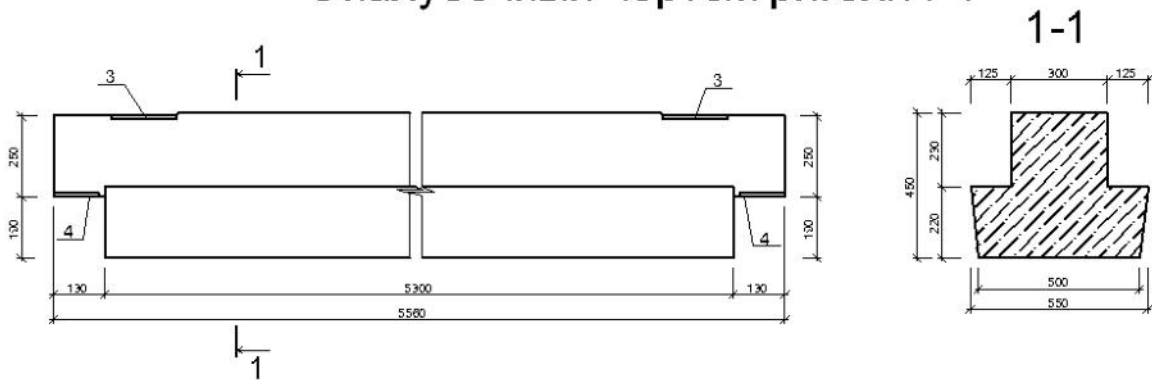
Принимаем $w = 360$ мм.

Окончательно принимаем длину обрываемых стержней $2\varnothing 18$ А400 – 3900 мм, которая находится графически путем точных построений.

3.6 Конструирование ригеля

Конструирование ригеля необходимо выполнять в соответствии с требованиями норм [1,3]. Выполненные чертежи должны соответствовать требованиям стандартов, в частности [4].

Опалубочный чертеж ригеля Р1



Армирование ригеля Р1

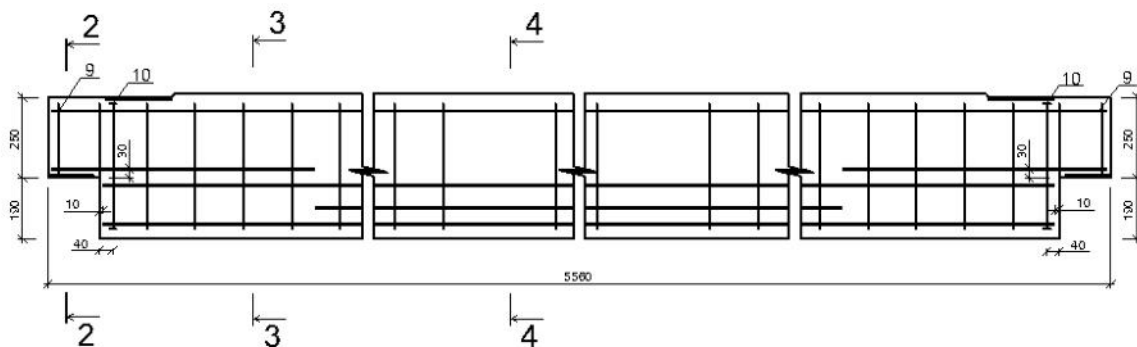


Рисунок 4 – Схема армирования ригеля Р1

Основной рабочей арматурой ригеля является стержневая арматура $4\varnothing 18$ А400, определяемая расчетом по нормальным сечениям, входящие в состав 2-х каркасов, располагаемая в растянутой от действия эксплуатационных нагрузок зоне ригеля. В сжатой зоне ригель армируется 2 стержнями $\varnothing 16$ А400, устанавливаемыми конструктивно. В целях экономии арматуры два стержня $\varnothing 18$ А400 не доводятся до торцов ригеля на 720 мм, расчет длины обрываемых стержней приведен в п. 3.5.

Поперечная арматура основных каркасов ригеля $\varnothing 6$ А400 определяется расчетом по наклонным сечениям.

Арматура полок ригеля в данном примере не рассчитывается и устанавливается конструктивно. Для сопряжения ригеля с колонной устраиваются закладные детали М1 и М2. Монтажная петля МП-1 служит для монтажа конструкции.

4 Расчет фундаментной плиты на продавливание в зоне сопряжения с колонной

Расчет на продавливание фундаментной плиты выполняем на действие продольной силы и изгибающих моментов в двух плоскостях. Значения расчетных усилий определены по результатам численного расчета в ПК «ЛИРА-САПР» с учетом требований СП 63.13330.2018: $F = 2360$ кН, $M_x = 14,3$ кНм, $M_y = 2,5$ кНм. Размер площадки приложения продольной силы (поперечное сечение колонны) 500×500 мм.

В соответствии с п.3.84, 3.85 Пособия к СП 63.13330 определяем геометрические параметры расчетного сечения:

- периметр расчетного контура:

$$u = 2(a + b + 2h_0) = 2(0,5 + 0,5 + 2 \cdot 0,55) = 4,2\text{м}$$

- момент сопротивления:

$$W_{b,x} = W_{b,y} = (a + h_0) \left(\frac{a+h_0}{3} + b + h_0 \right) \cdot h_0 = (0,5 + 0,55) \left(\frac{0,5+0,55}{3} + 0,5 + 0,55 \right) \cdot 0,55 = 0,8085 \text{ м}^3.$$

Устанавливаем дополнительную поперечную арматуру с шагом в соответствии с п. 5.26 Пособия к СП: $s_w = 180$ мм. Устанавливаем первый ряд на расстоянии 200 мм от контура колонны из условия $h_0/3 < 200 < h_0/2$. Размещаем по обе стороны от контура расчетного сечения по одному ряду арматуры. Принимаем стержни класса $\varnothing 12$ А240 ($R_{sw} = 170$ МПа) с $A_{sw} = 226$ мм².

Определяем усилие, воспринимаемое поперечной арматурой:

$$F_{sw,ult} = 0,8q_{sw}u = 0,8 \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} u = 0,8 \frac{170 \cdot 226}{0,18} 4,2 = 717,2 \text{ кН.}$$

$F_{sw,ult} = 717,2 < F_{b,ult} = R_{bt} \cdot u \cdot h_0 = 2079$ кН, следовательно, учитываем в расчете $F_{sw,ult} = 717,2$ кН. Моменты, воспринимаемые поперечной арматурой в запас прочности не учитываем.

Проверяем условие:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x} + M_{sw,x}} + \frac{M_y}{M_{b,y} + M_{sw,y}} < 1.$$

$$\frac{2360}{2079 + 717,2} + \frac{14,3 + 2,5}{0,8085 \cdot 0,9 \cdot 10^3} = 0,87 < 1 - \text{условие выполняется.}$$

Проверяем прочность расчетного сечения с контуром на расстоянии $0,5h_0$ за границей расположения рабочей поперечной арматуры. Согласно п.5.62 Пособия к СП 63.13330.2018, последний ряд поперечной арматуры располагается на расстоянии от грузовой площадки $200 + 4 \times 180 = 920 > 1,5 h_0 = 825$ мм.

Контур нового расчетного сечения имеет размеры:

$$a = b = 500 + 2 \times 920 + 550 = 1970 \text{ мм.}$$

Геометрические характеристики:

- периметр расчетного контура:

$$u = 2(a + b + 2h_0) = 2(1,97 + 1,97 + 2 \cdot 0,55) = 10,08 \text{ м.}$$

- момент сопротивления:

$$W_{b,x} = W_{b,y} = (a + h_0) \left(\frac{a+h_0}{3} + b + h_0 \right) \cdot h_0 = (1,97 + 0,55) \left(\frac{1,97+0,55}{3} + 1,97 + 0,55 \right) \cdot 0,55 = 4,657 \text{ м}^3.$$

Проверяем условие:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{b,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{b,y,ult}} \leq 1,$$
$$\frac{2360000}{0,9 \cdot 10^3 \cdot 10,08 \cdot 0,55} + \frac{14300}{4,657 \cdot 0,9 \cdot 10^3} + \frac{2500}{4,657 \cdot 0,9 \cdot 10^3} = 0,26 < 1.$$

Условие выполняется. Армируем зону сопряжения колонны с плитой перекрытия плоскими каркасами КРО-2 с поперечной арматурой $\varnothing 12$ А240 с шагом 180 мм в пять рядов, начиная с 200 мм от контура колонны.

Библиографический список

1. Плевков, В. С. Железобетонные и каменные конструкции сейсмостойких зданий и сооружений \ : учебное пособие / В. С. Плевков, А. И. Мальганов, И. В. Балдин ; под ред. В. С. Плевкова. - Москва : Издательство АСВ, 2012. - 289 с.
2. Железобетонные и каменные конструкции : учебник / под ред. В.М. Бондаренко. – 5-е изд., стер.- М.: Высшая школа, 2008. – 887 с.: ил.
3. Боровских, А.В. Расчеты железобетонных конструкций по предельным состояниям и предельному равновесию : учебное пособие для студентов вузов / А.А. Боровских. – М.: АСВ, 2008. – 320 с.
3. Колчунов, В. И. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях : Научное издание / Колчунов В. И. , Ключева Н. В. , Андросова Н. Б. , Бухтиярова А. С. - Москва : Издательство АСВ, 2014. - 208 с.
4. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 768 с.
5. Железобетонные и каменные конструкции / Под общей редакцией В.М. Бондаренко. – М.: Высшая школа, 2002. – 876 с.
6. Бондаренко В.М. Железобетонные и каменные конструкции / В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М.: Высшая школа, 1987. – 384 с.