

Д. А. Ламзин, А. В. Барышникова, А. М. Брагов

**СБОРНИК ЗАДАЧ ПО ДИСЦИПЛИНЕ
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»**

Учебное пособие

Нижний Новгород
2019

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

Д.А. Ламзин, А.В. Барышникова, А.М. Брагов

СБОРНИК ЗАДАЧ ПО ДИСЦИПЛИНЕ
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия

Нижегород
ННГАСУ
2019

ББК 38.53
С 23
УДК 624.012

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

- А. К. Ломунов* – д-р физ.-мат. наук, профессор, гл. науч. сотр. Научно - исследовательского института ФГАОУ ВО «Национальный исследовательский Нижегородский государственный ун-т им. Н. И. Лобачевского»
- О. О. Иваев* – канд. техн. наук, гл. специалист по обследованию зданий и сооружений ООО МСК «Мост К»

Ламзин Д. А. Сборник задач по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» [Текст]: учеб. пособие / Д. А. Ламзин, А. В. Барышникова, А. М. Брагов; Нижегород. гос. архитектур. - строит. ун - т – Н. Новгород: ННГАСУ, 2019. – 94 с.
ISBN 978-5-528-00345-0

Пособие разработано в соответствии с действующими правилами проектирования железобетонных, фибробетонных, каменных и армокаменных конструкций – СП 63.13330.2012, СП 297.1325800.2017 и СП 15.13330.2012. Приведены алгоритмы расчета на прочность, а также правила конструирования сечений изгибаемых и сжатых железобетонных элементов. Рассмотрены примеры расчета железобетонных перекрытий, каменных и армокаменных конструкций.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлению 08.03.01 Строительство, профиль Экспертиза и управление недвижимостью, при решении задач по дисциплине Б.1.43. «Железобетонные и каменные конструкции».

ISBN 978-5-528-00345-0

© Д.А. Ламзин, 2019
© ННГАСУ, 2019

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	4
1. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ.....	7
ЗАДАЧА 1.....	7
ЗАДАЧА 2.....	9
ЗАДАЧА 3.....	12
ЗАДАЧА 4.....	15
2. ИЗГИБАЕМЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ТАВРОВОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ.....	18
ЗАДАЧА 5.....	18
ЗАДАЧА 6.....	21
3. СЖАТЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ.....	25
ЗАДАЧА 7.....	25
ЗАДАЧА 8.....	28
4. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	32
ЗАДАЧА 9.....	32
ЗАДАЧА 10.....	39
5. КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....	46
ЗАДАЧА 11.....	46
Литература.....	57
ПРИЛОЖЕНИЕ А.....	59
ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	72
Б.1. Изгибаемые элементы.....	73
Б.2. Сжатые элементы.....	78
ПРИЛОЖЕНИЕ В.....	81

ВВЕДЕНИЕ

В своей будущей профессиональной деятельности выпускник-бакалавр направления подготовки 08.03.01 Строительство может столкнуться с проблемами проектирования, строительства или эксплуатации сооружений с применением железобетона и каменных материалов. Во всех этих случаях ему необходимо четко представлять работу железобетонных и каменных конструкций под нагрузкой, а также правильно, рационально и экономично выбирать конструктивное решение.

Настоящее учебное пособие разработано для решения задач по дисциплине Б.1.43. «Железобетонные и каменные конструкции» студентами, обучающимися в ННГАСУ по направлению 08.03.01 Строительство, профилю Экспертиза и управление недвижимостью и составлено в соответствии с содержанием практических занятий и лабораторных работ [10]. В нем использованы материалы методических указаний [11, 12].

По графику учебной работы студентов направления 08.03.01 Строительство, профиль Экспертиза и управление недвижимостью на практические занятия отводится 16 аудиторных часов в 6-ом семестре, а на лабораторные работы 16 аудиторных часов в 7-ом семестре. Исходя из выделенного объема аудиторных часов, в 6-ом семестре студент решает первые восемь задач, которые охватывают расчет на прочность изгибаемых и сжатых элементов железобетонных конструкций. Эти задачи можно разделить на следующие три типа.

1. Определение несущей способности и проверка прочности сечения ранее запроектированного элемента.

В этом случае известны размеры сечения элемента и площадь сечения арматуры A_s в нем, а при проверке прочности – еще и внешний силовой фактор (усилие в сечении или нагрузка на элемент). Неизвестным является предельное усилие, которое может выдержать сечение.

2. Подбор арматуры при известных размерах сечения элемента под заданный расчетный внешний силовой фактор.

В задачах этого типа заданы размеры сечения и известны (или предварительно определяются) расчетные усилия в нем. Неизвестным является площадь сечения арматуры A_s (количество и диаметр стержней).

3. Подбор размеров сечения элемента и площади сечения арматуры в нем (проектирование сечения под заданный силовой фактор).

В этом случае известными являются расчетные усилия или расчетная схема конструкции с внешними нагрузками, по которой определяются расчетные усилия. Неизвестными являются размеры сечения проектируемого элемента и площадь сечения арматуры A_s .

В данном учебном пособии к первому типу отнесены три задачи: две задачи по определению несущей способности прямоугольного сечения изгибаемого железобетонного или фибробетонного элемента с одиночной арматурой (задача №1 и №2) и одна задача по проверке прочности таврового сечения железобетонной балки с одиночной арматурой (задача №5). При этом в ходе решения задачи №2 студент знакомится с методикой расчета фибробетонных конструкций с неметаллической фиброй и рабочей арматурой, которые являются перспективными на данный момент.

Второй тип включает четыре задачи: одну задачу по определению продольной арматуры железобетонного элемента таврового сечения с одиночной арматурой (задача №6), одну задачу по определению продольной (сжатой и растянутой) арматуры в балке прямоугольного сечения с двойной арматурой (задача №3), одну задачу по определению продольной арматуры колонны, сжатой только со случайным эксцентриситетом, на основании расчета ее несущей способности в форме центрального сжатия (задача №7) и одну задачу по определению продольной симметричной арматуры колонны, сжатой с расчетным эксцентриситетом (задача №8).

Третий тип представлен одной задачей по определению размеров прямоугольного сечения и продольной арматуры балки с одиночной арматурой (задача №4).

Для всех задач приведены алгоритмы решения в виде определенной последовательности расчетных операций с указанием расчетных формул и ссылок на нормативные документы. В каждой из задач требуется обязательное выполнение чертежа-схемы армирования поперечного сечения элемента. Эти чертежи-схемы поперечных сечений выполняются при армировании элементов сварными каркасами. Решение всех задач *по определению несущей способности и проверке прочности* заданного сечения начинается с вычерчивания чертежа-схемы армирования поперечного сечения по исходным данным задачи. В задачах *по определению продольной арматуры* чертеж-схема армирования поперечного сечения выполняется в конце задачи на основании принятого по результатам выполненных расчетов числа и диаметра рабочих стержней и расположения их на каркасах. На чертежах-схемах армирования поперечных сечений показывается вся арматура (рабочая продольная, поперечная и продольная конструктивная) со всеми необходимыми размерами, фикси-

рующими положение сварных каркасов в сечении элемента и продольных стержней на каркасах. Размеры на чертежах-схемах проставляются в миллиметрах. Конструктивные требования к расположению арматуры в сечениях и указания по оформлению чертежей приведены в приложении Б.

В 7-ом семестре студент решает оставшиеся три задачи по расчету на прочность железобетонных перекрытий, а также элементов каменных и армокаменных конструкций. При рассмотрении этих задач приведены конкретные числовые примеры расчета конструкций. При решении задачи №9 студент рассчитывает на прочность и конструирует неразрезную балочную плиту монолитного ребристого перекрытия. В задаче №10 необходимо рассчитать на прочность и законструировать среднюю панель ребристого монолитного железобетонного перекрытия с плитами, опертыми по контуру, на усилия, определенные методом предельного равновесия. В задаче №11 необходимо определить несущую способность центрально сжатого и внецентренно сжатого при разных значениях эксцентриситета продольной силы ($e_0=0,17h$ и $e_0=0,35h$) неармированного столба, а также усиленного посредством сетчатого армирования и устройства обойм столба. При этом принимаются граничные значения эксцентриситета продольной силы: $e_0=0,17h$ – продольная сила еще находится в пределах ядра сечения и $e_0=0,35h$ – еще не нужно выполнять расчет по образованию и раскрытию швов кладки.

Рекомендуется во всех задачах использовать следующие размерности численных величин при подстановке их в расчетные формулы:

- изгибающий момент $M - H \cdot м \cdot м$ ($1 кН \cdot м = 10^6 Н \cdot м \cdot м$);
- продольная сжимающая сила $N - H$ ($1 кН = 10^3 Н$);
- расчетные сопротивления бетона R_b и арматуры $R_s, R_{sc} - МПа$, ($1 МПа = 1 Н/мм^2$);
- все линейные размеры – $мм$;
- площадь поперечного сечения – $мм^2$;

При решении задач условно предполагается, что в составе действующих нагрузок *отсутствуют* нагрузки продолжительного (длительного) действия. Все рассчитываемые железобетонные элементы относятся к нормальному уровню ответственности и значение коэффициента надежности по ответственности принято $\gamma_n=1,0$. Кроме того элементы эксплуатируются в закрытых помещениях при нормальной влажности.

1. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПРЯМОУГОЛЬНОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

ЗАДАЧА 1

Определить несущую способность изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного поперечного сечения с одиночной арматурой (по всем возможным формулам). Исходные данные приведены в таблице А.1.

Последовательность решения задачи №1

Исходные данные:

Размеры сечения: ширина $b = \dots$ мм, высота $h = \dots$ мм.

Бетон тяжелый класса \dots

Арматура \dots (число и диаметр стержней, класс арматуры)

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Расчетные характеристики и коэффициенты.

Из таблиц 6.8 и 6.14 [1] или таблиц 2.6 и 2.11 [2] находятся значения R_b (табл.) и R_s .

По п. 6.1.12 [1] и п. 2.1.9 [2] в зависимости от характеристики нагрузки, которая указана во введении, принимается коэффициент условия работы γ_{bl} и определяется

$$R_b = \gamma_{bl} \cdot R_{b \text{ (табл.)}}$$

Необходимые для решения задач таблицы из СП [1] и Пособия к нему [2] приведены в приложении В с сохранением их нумераций в нормативных документах.

2. Армирование сечения элемента.

Вычерчивается *чертеж-схема армирования* (рис. 1) сечения изгибаемого элемента (балки) со всеми необходимыми размерами (все необходимые сведения по оформлению чертежа приведены в приложении Б). В общем случае число плоских сварных каркасов в поперечном сечении балки принимается в зависимости от его ширины b . Определяется a – расстояние от равнодействующей усилий в продольной рабочей растянутой арматуре до ближайшей грани сечения. При однорядном расположении продольной рабочей арматуры по высоте балки $a=a_1$, при двухрядном – $a=a_1+V/2$. По Приложению 3 Пособия [2] для указанных в задании числа и диаметра стержней продольной рабочей арма-

туры находится площадь ее поперечного сечения A_s (см. приложение В, табл. В.16).

3. Определяется высота сжатой зоны x :

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}$$

Высоту сжатой зоны следует показать на *расчетной схеме* сечения (рис. 2).

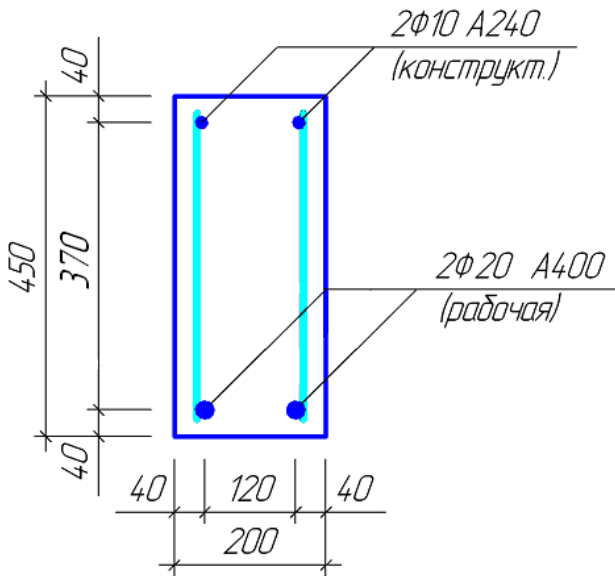


Рис. 1. Армирование сечения балки (пример)

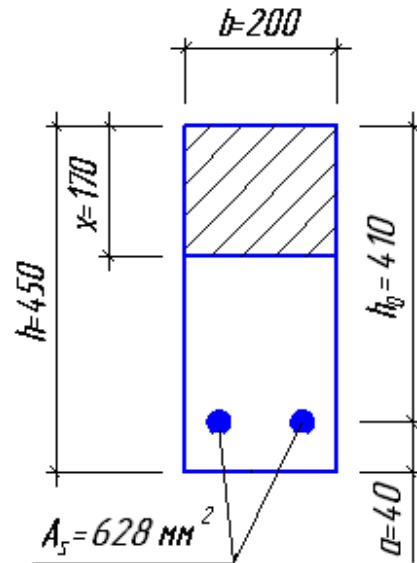


Рис. 2. Расчетная схема сечения (пример)

4. Находится относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x}{h_0},$$

где $h_0 = h - a$.

5. Вычисляется граничная относительная высота сжатой зоны ξ_R по п. 8.1.6 (формула 8.1) [1] или п. 3.2.4 (формула 3.15) [2].

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}},$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s , определяемая по формуле $\varepsilon_{s,el} = R_s / E_s$. Значение модуля упругости арматуры E_s принимается одинаковым при растяжении и сжатии и равным $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа;

ε_{b2} – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая при непродолжительном действии нагрузки для тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В60 и ниже равной 0,0035.

Значение ξ_R для тяжелого бетона класса не выше В60 при непродолжительном действии нагрузки даны в табл. 3.3 [2] (см. приложение В, табл. В.6). Для тяжелого бетона классов В70 – В100 и для мелкозернистого бетона в числителе вышеприведенной формулы вместо 0,8 следует принимать 0,7.

6. Проверяется условие $\xi \leq \xi_R$.

7. Определяется несущая способность сечения балки.

а) При $\xi \leq \xi_R$ несущая способность может быть определена по четырем формулам, которые дадут одинаковые результаты.

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) \quad \text{или} \quad M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x)$$

или с помощью коэффициентов α_m и ξ

$$M_{ult} = \alpha_m R_b b h_0^2 \quad \text{или} \quad M_{ult} = (1 - 0,5\xi) R_s A_s h_0,$$

где $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi)$.

б) При $\xi > \xi_R$ сечение переармировано и несущая способность может быть определена по двум формулам при максимально возможной величине высоты сжатой зоны $x_R = \xi_R \cdot h_0$.

$$M_{ult} = R_b b x_R (h_0 - 0,5x_R) \quad \text{или} \quad M_{ult} = \alpha_R R_b b h_0^2,$$

где α_R – определяется по формуле $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$ или находится по табл. 3.3 Пособия [2] (см. приложение В, табл. В.6).

8. Делается вывод о полученной несущей способности сечения, который записывается словами в конце задачи.

ЗАДАЧА 2

Определить несущую способность изгибаемого фибробетонного элемента с неметаллической фиброй прямоугольного поперечного сечения с одиночной арматурой. Исходные данные приведены в таблице А.2.

Последовательность решения задачи №2

Исходные данные:

Размеры сечения: ширина $b = \dots$ мм, высота $h = \dots$ мм.

Фибробетон тяжелый класса по прочности на сжатие \dots и класса по остаточной прочности на растяжение \dots

Арматура \dots (число и диаметр стержней, класс арматуры)

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Расчетные характеристики и коэффициенты.

Расчетные значения сопротивления фибробетона осевому сжатию R_{fb} (*табл.*) принимают по таблице 6.8 СП [1] как для обычного бетона в зависимости от класса фибробетона по прочности на сжатие V_f .

Расчетные значения остаточного сопротивления фибробетона растяжению R_{fbt2} (*табл.*) и R_{fbt3} (*табл.*) принимают по таблице 2 СП [3] в зависимости от класса фибробетона по остаточной прочности на растяжение V_{f3} и индекса подкласса «a», «b», «c», «d» и «e».

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению R_s принимают по таблице 6.14 [1] или таблице 2.11 [2] в зависимости от класса арматуры.

По п. 5.2.7 [3] в зависимости от характеристики нагрузки, которая указана во введении, принимается коэффициент условия работы γ_{b1} и определяются

$$R_{fb} = \gamma_{b1} \cdot R_{fb} (\text{табл.}), \quad R_{fbt2} = \gamma_{b1} \cdot R_{fbt2} (\text{табл.}), \quad R_{fbt3} = \gamma_{b1} \cdot R_{fbt3} (\text{табл.}).$$

2. Армирование сечения элемента.

Вычерчивается *чертеж-схема армирования* (рис. 3) сечения изгибаемого элемента (балки) со всеми необходимыми размерами как в задаче 1. В общем случае число плоских сварных каркасов в поперечном сечении балки принимается в зависимости от его ширины b . Определяется a – расстояние от равнодействующей усилий в продольной рабочей растянутой арматуре до ближайшей грани сечения. При однорядном расположении продольной рабочей арматуры по высоте балки $a=a_1$, при двухрядном – $a=a_1+V/2$. По Приложению 3 Пособия [2] для указанных в задании числа и диаметра стержней продольной рабочей арматуры находится площадь ее поперечного сечения A_s (см. приложение В, табл. В.16).

3. Определяется высота сжатой зоны фибробетона x :

$$x = \frac{R_s \cdot A_s + R_{fbt3} \cdot b \cdot h}{(R_{fb} + R_{fbt3}) \cdot b}.$$

Высоту сжатой и растянутой зон следует показывать на *расчетной схеме* сечения (рис. 4).

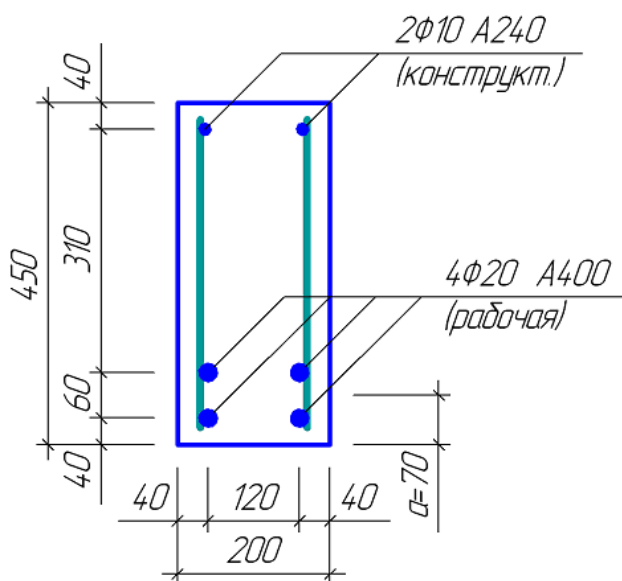


Рис. 3. Армирование сечения балки (пример)



Рис. 4. Расчетная схема сечения (пример)

4. Находится относительная высота сжатой зоны фибробетона:

$$\xi = \frac{x}{h_0},$$

где $h_0 = h - a$.

5. Вычисляется граничная относительная высота сжатой зоны ξ_R по п. 6.1.6 (формула 6.1) [3].

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{fb2}}},$$

где ω – характеристика сжатой зоны фибробетона, принимаемая для фибробетона из тяжелого бетона классов до В60 включительно равной 0,8, а для фибробетона из тяжелого бетона классов В70 – В100 и из мелкозернистого бетона – равной 0,7;

ε_s – расчетное значение предельных относительных деформаций арматуры, принимаемое по СП [1], то есть $\varepsilon_s = R_s / E_s$. Значение модуля упругости арматуры E_s принимается одинаковым при растяжении и сжатии и равным $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа;

ε_{fb2} – относительные деформации сжатого фибробетона при напряжениях R_{fb} , допускается принимать их значения равными значениям ε_{b2} по СП [1] как

для обычного бетона, то есть при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{fb2} = \varepsilon_{b2} = 0,0035$.

6. Проверяется условие $\xi \leq \xi_R$.

7. Определяется несущая способность сечения балки. При этом в отличие от железобетонных конструкций из обычного бетона учитывается сопротивление фибробетона растяжению, которое представляется остаточными напряжениями, равными R_{fb2} или R_{fb3} и равномерно распределенными по растянутой зоне фибробетона.

а) При $\xi \leq \xi_R$ предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента, определяется по формуле:

$$M_{ult} = R_{fb} \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) - R_{fb3} \cdot b \cdot (h - x) \cdot \left(\frac{h - x}{2} - a \right).$$

б) При $\xi > \xi_R$ (не рекомендуется) предельный изгибающий момент определяется по той же формуле, что и в предыдущем случае, но с заменой x на $x_R = \xi_R \cdot h_0$ и R_{fb3} на R_{fb2} , то есть:

$$M_{ult} = R_{fb} \cdot b \cdot x_R (h_0 - 0,5x_R) - R_{fb2} \cdot b \cdot (h - x_R) \cdot \left(\frac{h - x_R}{2} - a \right).$$

8. Делается вывод о полученной несущей способности сечения, который записывается словами в конце задачи.

ЗАДАЧА 3

По исходным данным, приведенным в таблице А.3 нужно определить площади сечения растянутой и сжатой продольной рабочей арматуры, подобрать количество, диаметры стержней и разместить их на каркасах. Выполнить чертеж сечения балки с принятой арматурой, указав на нем диаметр и шаг поперечных стержней, принятый из условия предотвращения выпучивания сжатой продольной арматуры (п. 10.3.14 [1] и п. 5.23 [2]).

Последовательность решения задачи №3

Исходные данные:

Изгибающий момент $M = \dots$ кН·м

Размеры сечения балки: $b = \dots$ мм, $h = \dots$ мм

Бетон тяжелый класса \dots

Арматура класса \dots

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Расчетные характеристики и коэффициенты.

По таблицам СП [1] или Пособия [2] находятся значения R_b (табл.), R_s и R_{SC} , принимается коэффициент условия работы γ_{bl} , вычисляется $R_b = \gamma_{bl} \cdot R_b$ (табл.).

2. Вычисляется граничная относительная высота сжатой зоны ξ_R по формуле, приведенной в п. 5 задачи 1 или принимается по табл. 3.3 [2] (см. приложение В, табл. В.6). Определяется коэффициент α_R по формуле $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$ или также находится по табл. 3.3 [2].

3. Задаемса величиной расстояния от равнодействующей усилий в продольной растянутой арматуре до ближайшей грани сечения a и вычисляем значение рабочей высоты сечения h_0 :

$$h_0 = h - a.$$

Считая, что растянутая рабочая арматура расположена в два ряда по высоте, можно принять $a = 0.1h$, но не менее 65 мм.

4. Проверяется необходимость усиления сжатой зоны путем установки в ней рабочей расчетной арматуры.

Если балка проектируется с одиночной арматурой

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}$$

Сравниваются α_m и α_R . Если $\alpha_m \leq \alpha_R$, сжатая арматура по расчету не требуется. Если $\alpha_m > \alpha_R$, требуется увеличить сечение или повысить класс бетона или установить сжатую арматуру, что и следует выполнить в данной задаче (об этом делается запись).

5. Задаемса величиной расстояния от равнодействующей усилий в продольной сжатой арматуре до ближайшей грани сечения $a' = 40$ мм (сжатая рабочая арматура располагается в один ряд по высоте балки) и определяем площадь сжатой рабочей арматуры по формуле:

$$A'_S = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{SC} (h_0 - a')}.$$

6. Определяется растянутая рабочая арматура:

$$A_S = \frac{\xi_R R_b b h_0}{R_s} + A'_S \frac{R_{SC}}{R_s}.$$

7. По найденным из расчета площадям сечения арматуры A_s и A'_s с помощью таблицы сортамента арматуры (см. приложение В, табл. В.16) подбираются число n и диаметр d продольных рабочих стержней, которые размещаются в *растянутой и сжатой зонах* балки на сварных каркасах, подсчитывается и *выписывается в тексте задачи* отвечающая принятым n и d фактическая суммарная площадь сечения стержней $A_{s,real}$ и $A'_{s,real}$ в $мм^2$. Следует избегать применения d крупнее 32 мм. Число сжатых стержней всегда равно числу каркасов.

8. Вычерчивается чертеж-схема армирования сечения балки с изображением на чертеже каркасов и всей арматуры на них с подписью диаметров стержней и проставлением фиксирующих положение каркасов и стержней размеров (рис. 5). На чертеже-схеме сечения указываются действительные значения a и a' . Если они сильно отличаются от предварительно принятых в п. 3 и п. 5 задачи, необходимо произвести уточнение расчета. Указывается диаметр и шаг поперечных стержней. Согласно п. 10.3.14 [1] и п. 5.23 [2] в изгибаемых элементах при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры, с целью предотвращения ее выпучивания следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $15d$ и не более 500 мм (d – диаметр сжатой продольной арматуры). Если насыщение сжатой продольной арматурой, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5 %, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более $10d$ и не более 300 мм.

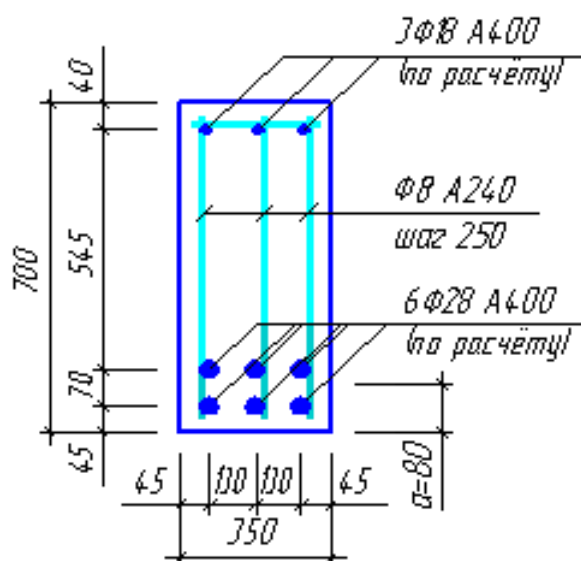


Рис. 5. Армирование балки прямоугольного сечения двойной арматурой (пример)

ЗАДАЧА 4

Определить размеры прямоугольного сечения балки с одиночной арматурой – ширину (b), высоту (h) и площадь арматуры (A_s) в ней, подобрать количество и диаметр продольных рабочих стержней и разместить их на каркасах. Дать чертеж сечения балки с принятой арматурой. Исходные данные приведены в таблице А.4.

Последовательность решения задачи №4

Исходные данные:

Схема балки с нагрузкой (см. табл. А.4 и рис. 6.).

Расчетный пролет $l = \dots$ м

Бетон тяжелый класса \dots

Арматура класса \dots

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Расчетные характеристики и коэффициенты.

По таблицам СП [1] или Пособия [2] находятся значения R_b (табл.) и R_s , принимается коэффициент условия работы γ_{bl} , вычисляется $R_b = \gamma_{bl} \cdot R_b$ (табл.).

2. Статический расчет.

Строится эпюра изгибающих моментов и определяется значение момента M_{max} в опасном сечении.

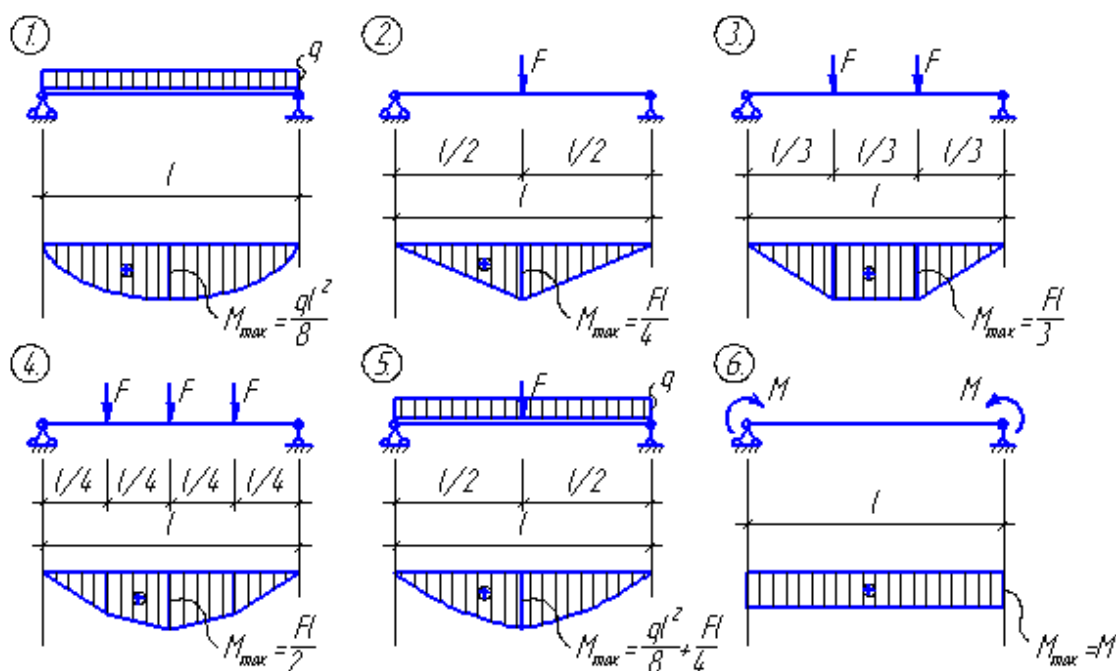


Рис. 6. Расчетные схемы балок для задачи 4

3. Задаемся относительной высотой сжатой зоны $\xi = 0,35$ по экономическим соображениям [5]. Тогда соответствующее этой величине ξ значение $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,35 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,35) = 0,289$.

4. Задаемся шириной сечения b по таблице 1 в зависимости от M_{max} ; при этом рекомендуется исходить из величин моментов, лежащих в средней части указанных в таблице интервалов.

5. Определяем рабочую высоту сечения

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}},$$

подставляя M в Н·мм, R_b в МПа, b в мм – тогда h_0 получится в мм.

6. Определяем требуемую высоту сечения балки, полагая $a = 0,1h_0$, но не менее 65 мм

$$h = h_0 + a$$

и принимаем h , согласовываясь с унифицированными размерами:

h кратно 50 мм, если $h \leq 600$ мм,

h кратно 100 мм, если $h > 600$ мм.

Проверяем соотношение $b = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right)h$ [4]. При невыполнении этого соотношения необходимо увеличить или уменьшить b и выполнить перерасчет.

Таблица 1. Рекомендуемая ширина сечения балки в зависимости от M_{max} и класса бетона

Ширина сечения b , мм	Величина изгибающего момента M (кН·м) при классе бетона:			
	B12,5	B15	B20	B25
200	40 ... 80	50 ... 100	70 ... 150	90 ... 200
220	50 ... 100	70 ... 150	90 ... 200	130 ... 300
250	70 ... 150	90 ... 200	130 ... 300	200 ... 500
300	90 ... 200	130 ... 300	200 ... 500	300 ... 800
350	130 ... 300	200 ... 500	300 ... 800	400 ... 1200
400	200 ... 500	300 ... 800	400 ... 1200	600 ... 1700

7. По принятой высоте балки h находим h_0 и α_m , задавшись величиной $a=0.1h$, но не менее 65 мм.

$$h_0 = h - a,$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}.$$

8. Определяем площадь продольной растянутой арматуры

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s}.$$

9. По A_s принимаем количество n и диаметр d арматурных стержней, размещая их в два ряда по высоте на каркасах, руководствуясь указаниями приложения Б.1.

10. Вычерчивается чертеж-схема армирования сечения балки с изображением каркасов и всей арматуры на них, с проставлением фиксирующих положение каркасов и стержней размеров (рис. 7). На чертеже-схеме сечения указывается также действительное значение a . Если оно сильно отличается от предварительно принятого в п. 7 задачи необходимо произвести уточнение расчета.

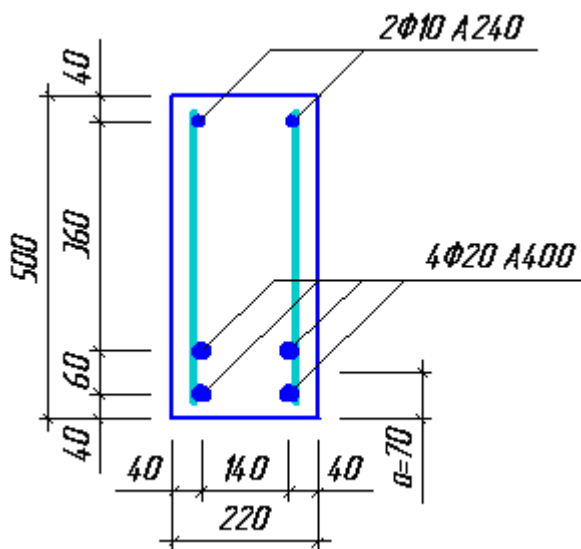


Рис. 7. Армирование балки прямоугольного сечения с одиночной арматурой (пример).

2. ИЗГИБАЕМЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ТАВРОВОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

ЗАДАЧА 5

Проверить несущую способность (прочность) заданного таврового сечения изгибаемого железобетонного элемента с одиночной арматурой. Исходные данные приведены в таблице А.5.

Последовательность решения задачи №5

Исходные данные:

Изгибающий момент в расчетном сечении $M = \dots \text{кН}\cdot\text{м}$.

Размеры сечения: $b = \dots \text{мм}$, $h = \dots \text{мм}$, $b'_f = \dots \text{мм}$, $h'_f = \dots \text{мм}$.

Бетон тяжелый класса \dots

Арматура \dots (число и диаметр стержней, класс арматуры).

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Расчетные характеристики и коэффициенты.

По таблицам СП [1] или Пособия [2] находятся значения R_b (табл.) и R_s , принимается коэффициент условия работы γ_{bl} , вычисляется $R_b = \gamma_{bl} \cdot R_b$ (табл.).

2. Схема армирования таврового сечения.

Исходя из указанных в задании ширины ребра сечения b и количества стержней рабочей арматуры принимается число каркасов и вычерчивается со всеми необходимыми размерами чертеж-схема армирования сечения балки (рис. 8). Определяется расстояние a от равнодействующей усилий в растянутой продольной арматуре до ближайшей грани сечения значение, вычисляется рабочая высота сечения $h_0 = h - a$ и по таблице сортамента арматуры (см. приложение В, табл. В.16) находится площадь A_s поперечного сечения стержней рабочей арматуры в мм^2 .

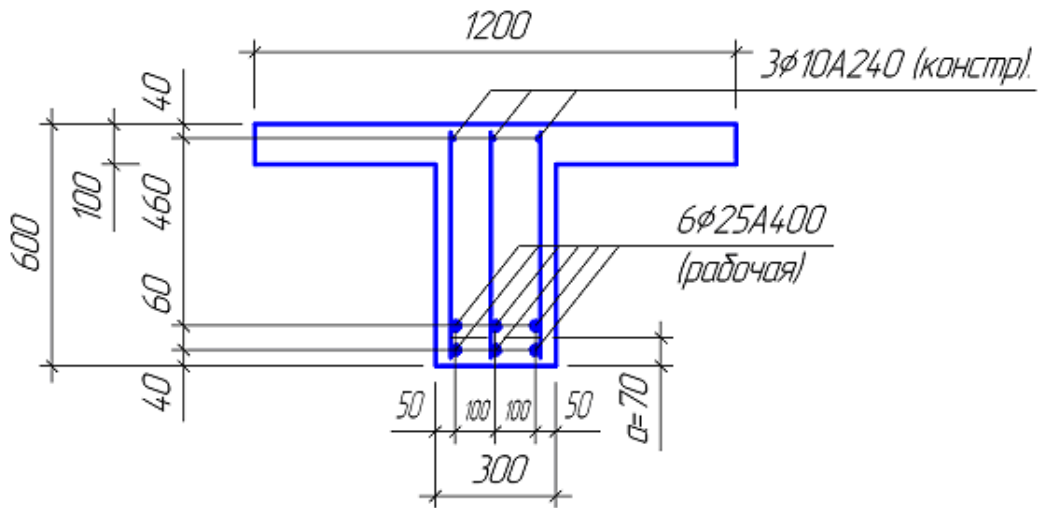


Рис. 8. Армирование таврового сечения (пример).

3. Устанавливается случай расчета таврового сечения.

Проверяется условие: $R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f$, где правая часть есть предельное усилие в сжатом бетоне, определенное в предположении, что нижняя граница сжатой зоны совпадает с нижней гранью полки (при $x = h'_f$). Если это условие удовлетворяется, то имеет место *1-й случай расчета* тавровых сечений - сжатая зона располагается только в пределах высоты полки, т. е. ($x \leq h'_f$), и тавровое сечение рассчитывается как прямоугольное шириной b'_f и рабочей высотой h_0 . Когда нейтральная ось располагается в полке, заведомо будет соблюдаться условие $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$, и поэтому значение ξ_R вычислять не требуется.

Если удовлетворяется неравенство $R_s A_s > R_b b'_f h'_f$, то имеет место *2-й случай расчета* тавровых сечений ($x > h'_f$), при котором нейтральная ось лежит ниже низа полки (пересекает ребро), и площадь сжатой зоны состоит из площади $b \cdot x$ в пределах ширины ребра b и площади сжатых свесов $(b'_f - b) \cdot h'_f$. Если нейтральная ось пересекает ребро, при расчете необходимо определять значение ξ_R и затем проверять условие $\xi \leq \xi_R$.

1-й случай расчета тавровых сечений

4. Определяется высота сжатой зоны бетона x и относительная высота сжатой зоны бетона ξ :

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b'_f} \leq h'_f, \quad \xi = \frac{x}{h_0}.$$

Вычерчивается расчетная схема сечения, на которой показывается сжатая зона при найденном положении нейтральной оси (рис. 9).

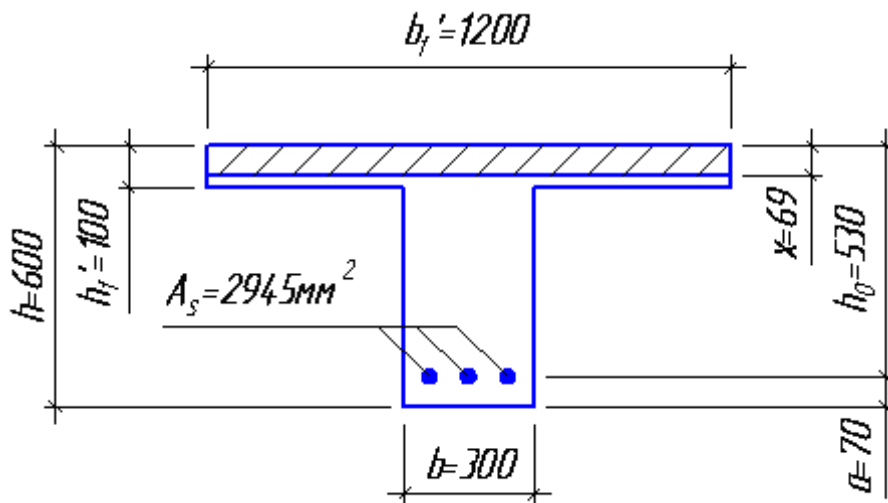


Рис. 9. Расчетная схема таврового сечения (пример)

5. Определяется несущая способность сечения балки:

$$M_{ult} = R_b b_f' x (h_0 - 0,5x) \quad \text{или} \quad M_{ult} = \alpha_m R_b b_f' h_0^2,$$

где α_m определяется по формуле $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi)$.

6. Проверяется условие прочности (несущей способности) сечения $M \leq M_{ult}$, и делается вывод об обеспеченности (или необеспеченности) ее, который записывается словами.

2-й случай расчета тавровых сечений

4. Вычисляются или принимаются по табл. 3.3 [2] значения граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R и коэффициента α_R .

5. Определяется высота сжатой зоны бетона x и относительная высота сжатой зоны бетона ξ :

$$x = \frac{R_s A_s - R_b (b_f' - b) h_f'}{R_b b} > h_f', \quad \xi = \frac{x}{h_0}.$$

Вычерчивается расчетная схема сечения, на которой показывается сжатая зона при найденном положении нейтральной оси (рис. 10).

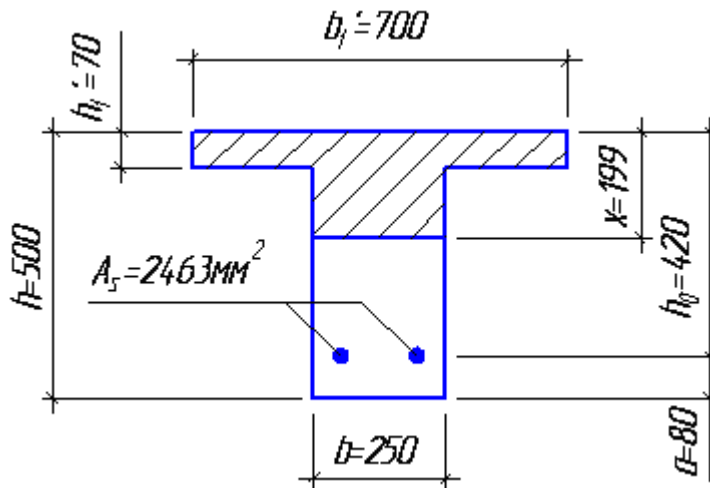


Рис. 10. Расчетная схема таврового сечения (пример)

6. Определяется несущая способность сечения балки:

а) при $\xi \leq \xi_R$

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5h_f');$$

б) при $\xi > \xi_R$ сечение переармировано и несущая способность может быть определена при максимально возможной величине высоты сжатой зоны бетона $x_R = \xi_R h_0$

$$M_{ult} = R_b b x_R (h_0 - 0,5x_R) + R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5h_f').$$

Несущая способность сечения M_{ult} может быть определена и другим способом с использованием коэффициентов α_m при $\xi \leq \xi_R$ и α_R при $\xi > \xi_R$. При этом первые слагаемые в приведенных выше формулах несущей способности заменяются соответственно на выражения $\alpha_m R_b b h_0^2$ и $\alpha_R R_b b h_0^2$, где α_m и α_R находятся так же, как и при расчете прямоугольных сечений: $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi)$, $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$.

7. Проверяется условие прочности (несущей способности) сечения $M \leq M_{ult}$, и формулируется вывод об обеспеченности (или необеспеченности) ее, который записывается словами.

ЗАДАЧА 6

Определить продольную арматуру в железобетонной балке таврового сечения с одиночной арматурой и дать чертеж-схему армирования его плоскими сварными каркасами. Исходные данные приведены в таблице А.6.

Последовательность решения задачи №6

Исходные данные:

Изгибающий момент $M = \dots \text{кН}\cdot\text{м}$.

Размеры сечения: $b = \dots \text{мм}$, $h = \dots \text{мм}$, $b'_f = \dots \text{мм}$, $h'_f = \dots \text{мм}$.

Бетон тяжелый класса

Арматура класса

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Расчетные характеристики и коэффициенты.

По таблицам СП [1] или Пособия [2] находятся значения R_b (табл.) и R_s , принимается коэффициент условия работы γ_{bl} , вычисляется $R_b = \gamma_{bl} \cdot R_b$ (табл.).

2. Принимается рабочая высота сечения.

Задавшись величиной $a = 0.1h$ (но не менее 65 мм, в предположении расположения на каркасах рабочей арматуры в два ряда по высоте), вычисляется значение $h_0 = h - a$, которое принимается далее во всех расчетах задачи.

3. Устанавливается случай расчета таврового сечения.

Проверяется условие:

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f),$$

где правая часть есть момент относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести площади сечения A_s растянутой продольной арматуры, предельного усилия в сжатом бетоне, определенного в предположении, что нижняя граница сжатой зоны совпадает с нижней гранью полки (при $x = h'_f$).

Если это условие удовлетворяется, то имеет место *1-й случай расчета* тавровых сечений - сжатая зона располагается только в пределах высоты полки, т. е. $x \leq h'_f$, и тавровое сечение рассчитывается как *прямоугольное* шириной b'_f и рабочей высотой h_0 . В этом случае заведомо будет соблюдаться условие $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$, и поэтому значение ξ_R вычислять *не требуется*.

Если удовлетворяется неравенство

$$M > R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f),$$

то имеет место *2-й случай расчета* тавровых сечений ($x > h'_f$), при котором нейтральная ось лежит ниже низа полки (*пересекает ребро*), и

площадь сжатой зоны состоит из площади $b \cdot x$ в пределах ширины ребра b и площади сжатых свесов $(b'_f - b)h'_f$.

1-й случай расчета тавровых сечений

4. Вычисляется коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2}.$$

5. По α_m находятся относительная высота сжатой зоны $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$, высота сжатой зоны $x = \xi h_0 < h'_f$ и вычерчивается расчетная схема сечения, на которой показывается сжатая зона при найденном положении нейтральной оси (аналогично рис. 9).

6. Определяется требуемая площадь A_s сечения продольной рабочей арматуры как для прямоугольного сечения

$$A_s = \frac{\xi R_b b'_f h_0}{R_s}.$$

7. По найденной расчетной площади A_s сечения арматуры подбираются при помощи таблицы сортамента (приложение В, табл. В.16) число и диаметр продольных рабочих стержней с соответствующей общей площадью $A_{s,real}$, величина которой (в $мм^2$) выписывается в тексте задачи.

8. Проверяется требование п. 10.3.6 [1] и п. 5.11 [2] (см. приложение В) об удовлетворении принятой площади сечения арматуры минимальному проценту армирования балки:

$$\mu\% = \frac{A_{s,real}}{bh_0} \cdot 100\% \geq \mu\%_{min} = 0,1\% .$$

При невыполнении этой проверки необходимо принять арматуру большего диаметра на основании $A_{s,min} = \mu_{min} bh_0 = 0,001 bh_0$.

9. Вычерчивается чертеж-схема армирования сечения со всеми необходимыми размерами (аналогично рис. 8).

2-й случай расчета тавровых сечений

4. Если нейтральная ось пересекает ребро, необходимо определять значение ξ_R и *обязательно* проверять условие $\xi \leq \xi_R$. Величины граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R и коэффициента α_R вычисляются по формулам или принимаются по табл. 3.3 [2], как и при расчете прямоугольных сечений.

Вычисляется коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M - R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0,5h'_f)}{R_bbh_0^2} \leq \alpha_R$$

5. По α_m находится $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$, проверяется условие $\xi \leq \xi_R$, определяется высота сжатой зоны $x = \xi h_0$, которая должна быть больше толщины полки h'_f (подтверждение арифметической правильности выполнения расчета), и вычерчивается расчетная схема сечения со сжатой зоной, отвечающей найденному положению нейтральной оси (см. рис. 10). Если $\xi > \xi_R$ или $\alpha_m > \alpha_R$ для обеспечения прочности при заданном изгибающем моменте необходимо усилить сжатую зону путем повышения класса бетона и/или установки сжатой арматуры, а также можно увеличить размеры сечения элемента.

6. Определяется требуемая площадь A_s сечения продольной рабочей арматуры:

$$A_s = \frac{R_bbh_0\xi + R_b(b'_f - b)h'_f}{R_s}.$$

7. По найденной расчетной площади A_s сечения арматуры подбираются при помощи таблицы сортамента число и диаметр продольных рабочих стержней с соответствующей общей площадью $A_{s,real}$, величина которой (в $мм^2$) выписывается в тексте задачи. Сравнение величины фактического процента армирования с его минимальным значением (0,1 %) не требуется, поскольку при 2-м случае расчета тавровых сечений количество получаемой арматуры всегда больше конструктивного минимума.

8. Вычерчивается чертеж-схема армирования сечения со всеми необходимыми размерами (аналогично рис. 8).

3. СЖАТЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

ЗАДАЧА 7

Определить продольную арматуру (количество и диаметр стержней) железобетонной колонны при величине эксцентриситета продольной силы меньшей случайного эксцентриситета на основании расчета несущей способности в форме центрального сжатия. Исходные данные приведены в таблице А.7.

Последовательность решения задачи №7

Исходные данные:

Расчетные усилия от всех вертикальных нагрузок $N_v = \dots \text{кН}$, $M_v = \dots \text{кН}\cdot\text{м}$.

Коэффициенты доли постоянной и длительной нагрузок в общей нагрузке $k_N = k_M$.

Геометрическая длина колонны $\ell = \dots \text{м}$, коэффициент приведения расчетной длины $\mu = \dots$ в зависимости от опирания элемента на концах.

Размеры квадратного сечения: $b = h = \dots \text{мм}$.

Бетон тяжелый класса \dots .

Арматура класса \dots .

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Расчетные характеристики и коэффициенты.

По таблицам СП [1] или Пособия [2] находятся значения R_b (табл.) и R_{SC} , вычисляются расчетные сопротивления бетона осевому сжатию при кратковременном ($\gamma_{bl}=1,0$) и длительном ($\gamma_{bl}=0,9$) действии нагрузки $R_b = \gamma_{bl} \cdot R_b$ (табл.).

2. Определяются усилия от постоянной и длительной нагрузки

$$N_l = k_N N_v, \quad M_l = k_M M_v.$$

3. Определяется расчетная длина колонны и эксцентриситет продольной силы.

Расчетная длина колонны определяется по указаниям п. 8.1.17 [1] в зависимости от вида опирания на концах (см. приложение В): $l_0 = \mu \cdot l$.

Согласно п. 8.1.7 [1] и п. 3.2.36 [2] для элементов статически неопределимых конструкций (в том числе для колонн каркасных зданий) эксцентриситет

продольной силы e_0 принимается наибольшим из фактического $e_0 = \frac{M_v}{N_v}$ (или $e_0 = \frac{M_l}{N_l}$) и случайного e_a . Величина случайного эксцентриситета e_a принимается не менее: 1/600 длины элемента, 1/30 высоты сечения и 10 мм.

4. В соответствии с п. 8.1.16 [1] и п. 3.2.45 [2] расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с арматурой, расположенной у противоположных в плоскости изгиба сторон сечения, при эксцентриситете продольной силы $e_0 \leq \frac{h}{30}$ и гибкости $\frac{l_0}{h} \leq 20$ допускается производить из условия (в форме центрального сжатия):

$$N \leq N_{ult},$$

$$\text{где } N_{ult} = \varphi \cdot (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}).$$

На основании проверки этих требований в тексте решаемой задачи словами записывается вывод о допустимости выполнения расчета в указанной форме.

5. В зависимости от отношения l_0/h по п. 8.1.16 [1] и п. 3.2.45 [2] (см. приложение В, табл. **В.7**) находятся величины коэффициентов φ_l для случая действия постоянной и длительной нагрузки (N_l), а также φ_v для случая общей нагрузки, с учетом кратковременной (N_v).

6. По полученным значениям φ_l и φ_v (для двух видов нагрузки) определяется требуемая площадь всей продольной арматуры по формулам:

$$A_{s,tot} = \frac{N_l / \varphi_l - R_b A}{R_{sc}},$$

$$A_{s,tot} = \frac{N_v / \varphi_v - R_b A}{R_{sc}}.$$

Нужно помнить, что при расчете на N_l для R_b учитывается коэффициент условий работы $\gamma_{bI}=0,9$, а при расчете на N_v для R_b принимается коэффициент условий работы $\gamma_{bI}=1,0$, а также для арматуры А500 или А600 принимается значение R_{sc} , приведенное в табл. 6.14 [1] и табл. 2.11 [2] в скобках.

7. По наибольшему из вычисленных значений $A_{s,tot}$ подбирается количество и диаметр стержней арматуры суммарной площадью сечения $A_{s,tot,real}$. Продольную арматуру в колоннах, сжатых со случайным эксцентриситетом, размещают равномерно по периметру нормального сечения с обязательной по-

становкой стержней в углах. Согласно п. 5.17 [2] в колоннах с размером меньшей стороны сечения 250 мм и более диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм. Целесообразно принимать меньшее количество стержней большего диаметра, но не крупнее 32 мм. Желательно принимать все стержни одного диаметра, но допускается два разных диаметра при разности между ними не более 6 мм, лучше – 4 мм; в этом случае стержни более крупного диаметра ставятся в углы. Количество стержней на стороне сечения принимается в зависимости от размера стороны сечения и расстояния в осях между угловыми стержнями. Согласно п. 10.3.5 [1] и п. 5.9 [2] минимальные расстояния в свету между стержнями арматуры следует принимать не менее наибольшего диаметра стержня, а также не менее:

25 мм – при горизонтальном или наклонном положении стержней при бетонировании – для нижней арматуры, расположенной в один или два ряда;

30 мм – то же, для верхней арматуры;

50 мм – то же, при расположении нижней арматуры более чем в два ряда (кроме стержней двух нижних рядов), а также при вертикальном положении стержней при бетонировании.

Максимальные расстояния между осями стержней продольной арматуры в железобетонных колоннах должно быть не более (п. 10.3.8 [1] и п. 5.13 [2]):

400 мм – в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба;

500 мм – в направлении плоскости изгиба.

Рекомендации по конструированию сжатых элементов приведены в приложении Б.2. Минимальное количество стержней в сечении колонны показано на рис. 11.

8. Проверяем требование СП [1] о минимальном армировании

$$\mu\%_{tot} = \frac{A_{s, tot, real}}{A} \cdot 100\% \geq \mu\%_{tot, min}$$

Значения $\mu\%_{tot, min}$ принимается в зависимости от отношения l_0/h по п. 10.3.6 [1] и п. 5.11 [2] (см. приложение В). При невыполнении этого требования необходимо увеличить диаметр и/или количество арматурных стержней.

9. Вычерчивается чертеж-схема армирования сечения колонны (рис. 11). Указывается диаметр и шаг поперечных арматурных стержней, принятый из условия предотвращения выпучивания продольной арматуры по п. 10.3.14 [1] и п. 5.23 [2] (см. приложение Б.2).

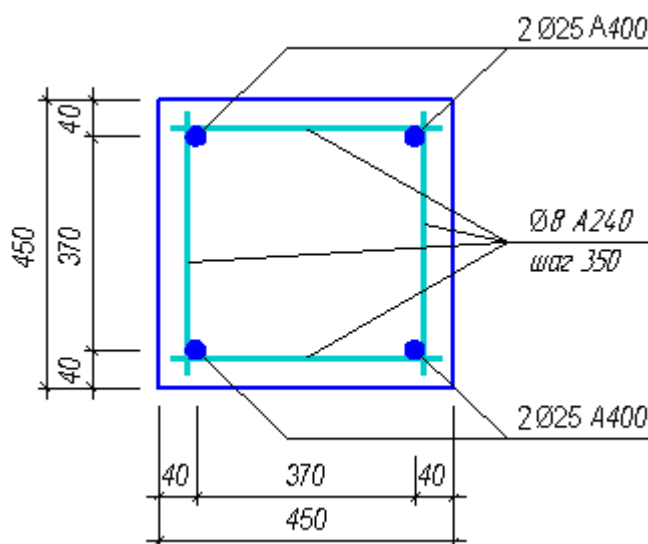


Рис. 11. Армирование сечения колонны (пример)

ЗАДАЧА 8

Определить площадь сечения симметричной продольной арматуры внецентренно сжатого железобетонного элемента прямоугольного сечения. Исходные данные приведены в таблице А.8.

Последовательность решения задачи №8

Исходные данные:

Расчетные усилия от всех вертикальных нагрузок $N_v = \dots \text{кН}$, $M_v = \dots \text{кН}\cdot\text{м}$.

Расчетные усилия от постоянной и длительной вертикальной нагрузки $N_l = \dots \text{кН}$, $M_l = \dots \text{кН}\cdot\text{м}$.

Расчетные усилия от горизонтальных нагрузок отсутствуют.

Расчетная длина элемента в плоскости действия момента $l_0 = \dots \text{м}$.

Расчетная длина элемента из плоскости действия момента $l_{01} = \dots \text{м}$.

Размеры сечения: $b = \dots \text{мм}$, $h = \dots \text{мм}$.

Бетон тяжелый класса \dots .

Арматура класса \dots .

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Расчетные характеристики и коэффициенты.

По таблицам СП [1] или Пособия [2] находятся значения R_b (табл.), R_s и R_{SC} , вычисляются расчетные сопротивления бетона осевому сжатию при крат-

ковременном ($\gamma_{bl}=1,0$) и длительном ($\gamma_{bl}=0,9$) действии нагрузки $R_b = \gamma_{bl} \cdot R_b$ (табл.).

Значения модуля упругости арматуры E_s принимаются одинаковыми при растяжении и сжатии и равными $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа. Значение начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b принимается по таблице 6.11 [1] или по таблице 2.7 [2] в зависимости от класса бетона B (см. приложение В, табл. В.3).

2. Вычисляется граничная относительная высота сжатой зоны ξ_R по формуле или принимается по табл. 3.3 [2] (см. приложение В, табл. В.6). Задаем величинами расстояний a и a' от граней элемента до центров ближайших продольных рабочих стержней. Вычисляем значение $h_0 = h - a$.

3. Задаем $\mu = 0.01$ (содержание арматуры 1%) и определяем жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии по формуле:

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0.0125}{\varphi_l (0.3 + \delta_e)} + 0.175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right],$$

где $\varphi_l = 1 + M_{II}/M_I$ – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента и принимаемый не более 2;

M_I и M_{II} – моменты внешних сил относительно оси, нормальной плоскости изгиба и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок, то есть $M_I = M_v + N_v \frac{h_0 - a'}{2}$ и $M_{II} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2}$;

$\delta_e = e_0/h$ – относительное значение эксцентриситета продольной силы, принимаемое не менее 0,15 и не более 1,5 ($e_0 = M_v/N_v > e_a$; $e_a \geq \begin{cases} l/600, \\ h/30, \\ 10 \text{ мм} \end{cases}$);

$\alpha = E_s/E_b$ – коэффициент приведения арматуры к бетону.

4. Определяется условная критическая сила по формуле:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2}$$

5. Вычисляются значения коэффициента η и соответствующего ему момента M при расчете конструкций по недеформированной схеме.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_v}{N_{cr}}} \text{ и } M = M_v \eta.$$

6. Определяется требуемое количество симметричной арматуры в зависимости от относительной величины продольной силы $\alpha_n = \frac{N_v}{R_b b h_0}$:

а) при $\alpha_n \leq \xi_R$

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta},$$

$$\text{где } \alpha_{m1} = \frac{M + N_v (h_0 - a') / 2}{R_b b h_0^2}, \quad \delta = \frac{a'}{h_0}.$$

б) при $\alpha_n > \xi_R$

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi (1 - \xi / 2)}{1 - \delta},$$

$$\text{где } \alpha_{m1} = \frac{M + N_v (h_0 - a') / 2}{R_b b h_0^2}, \quad \delta = \frac{a'}{h_0}, \quad \xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s},$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1 (1 - \xi_1 / 2)}{1 - \delta}, \quad \xi_1 = (\alpha_n + \xi_R) / 2 \leq 1, 0.$$

Вычисляется $\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh}$. При значительном отклонении величины μ от предварительно принятого значения в п. 3 задачи для определения жесткости D , необходимо произвести уточнение расчета.

7. По требуемым значениям A_s и A'_s подбирается количество и диаметр стержней арматуры с площадью сечения $A_{s, real}$ и $A'_{s, real}$. Продольные стержни размещают вблизи коротких граней поперечного сечения элемента. При этом нужно учитывать требования п. 5.17 [2], согласно которым в колоннах с размером меньшей стороны сечения 250 мм и более диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм. Проверяется требование о минимальном армировании

$$\mu_s, \% \geq \mu_{s, min}, \%$$

$$\text{где } \mu_s, \% = \mu'_{s, \%} = \frac{A_{s, real}}{bh_0} \cdot 100\% = \frac{A'_{s, real}}{bh_0} \cdot 100\%.$$

Значения $\mu_{s, min}, \%$ принимается в зависимости от отношения l_0/h по п. 10.3.6. [1] и п. 5.11 [2] (см. приложение В).

Окончательно принятое армирование должно удовлетворять всем перечисленным требованиям.

8. Производим расчет на внецентренное сжатие со случайным эксцентриситетом e_a в плоскости, нормальной к плоскости изгиба (п. 3.2.37 [2]) из условий (в форме центрального сжатия по п. 8.1.16. [1] и п. 3.2.45 [2]):

$$N_v \leq N_{ult,1}, N_l \leq N_{ult,2}.$$

где $N_{ult,1(2)} = \varphi_{v(l)} \cdot (R_b \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot})$, $A = b \cdot h$, $A_{s,tot} = A_{s,real} + A'_{s,real}$, а коэффициенты φ_v и φ_l принимаются для отношения l_{01}/b по п. 8.1.16 [1] и п. 3.2.45 [2] (см. приложение В, табл. **В.7**). Нужно помнить, что при расчете на N_l для R_b учитывается коэффициент условий работы $\gamma_{bl}=0,9$, а при расчете на N_v для R_b принимается коэффициент условий работы $\gamma_{bl}=1,0$, а также для арматуры А500 или А600 принимается значение R_{sc} , приведенное в табл. 6.14 [1] и табл. 2.11 [2] в скобках.

9. Вычерчивается чертеж-схема армирования сечения колонны (рис. 12). Рекомендации по конструированию сжатых элементов приведены в приложении Б.2.

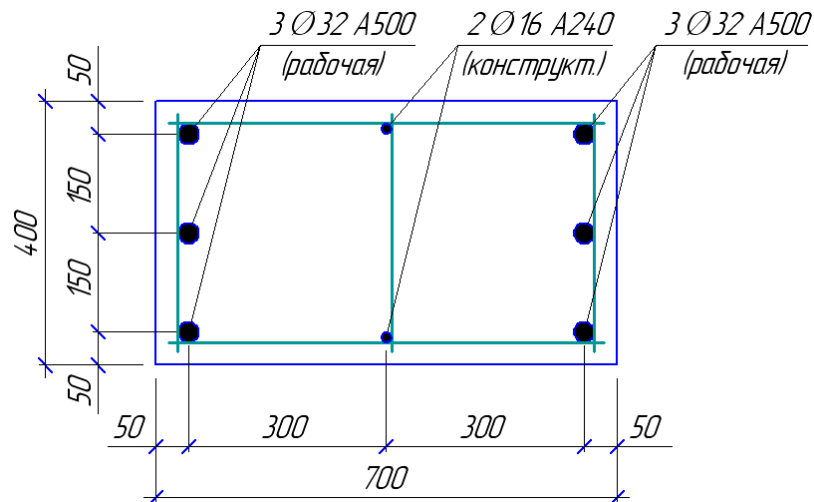


Рис. 12. Армирование сечения внецентренно сжатого элемента (пример)

4. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

ЗАДАЧА 9

Требуется выполнить расчет на прочность балочной плиты монолитного ребристого перекрытия над помещением размером в плане в осях $B \times L$. Исходные данные приведены в таблице А.9.

Последовательность решения задачи №9

Исходные данные (см. рис. 13):

Ширина помещения $B = 7$ м, длина помещения $L = 15$ м.

Величина привязки внутренних граней стен помещения толщиной 380 мм к разбивочным осям $b_0 = 190$ мм.

Полная нагрузка с учетом собственного веса перекрытия $q = 11$ кН/м².

Бетон тяжелый класса В15.

Арматура класса А400.

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Расчетные характеристики и коэффициенты.

Для бетона класса В15 расчетное сопротивление осевому сжатию согласно табл. 6.8 [1] и табл. 2.6 [2] $R_b = 8,5$ МПа. Расчет будем выполнять на кратковременное действие нагрузки и коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b1} = 1,0$. С учётом коэффициента условия работы бетона в расчёте принимается $R_b = \gamma_{b1} \cdot R_b = 1,0 \cdot 8,5 = 8,5$ МПа.

Для арматуры класса А400 расчётное сопротивление растяжению $R_s = 350$ МПа по табл. 6.14 [1] и табл. 2.11 [2].

2. Компоновка перекрытия (см. рис. 13).

Плита будет опираться на балки и работать на местный изгиб по пролету между ними. Балки будем располагать в направлении меньшего размера помещения. Назначаем шаг балок l в перекрытии так, чтобы плита принадлежала к категории балочных плит, то есть работала на изгиб в направлении меньшей стороны, а изгибающим моментом в направлении большей стороны ввиду его небольшой величины можно было пренебречь. Для этого необходимо, чтобы выполнялось условие $B/l \geq 2$. Тогда $l_{\max} = B/2 = 7000/2 = 3500$ мм. Пролет плиты обычно составляет 1,7 – 2,7 м, и, следовательно, расстояние l может быть при-

нято в этих пределах с учетом целого числа шагов по длине помещения $L=15000$ мм.

Максимальное и минимальное число шагов равно

$$n_{\max} = 15000/1700 = 8,82, \quad n_{\min} = 15000/2700 = 5,55.$$

Принимаем 6 равных шагов и тогда расстояние между балками будет равно

$$l = 15000/6 = 2500 \text{ мм.}$$

Этот размер принимаем для дальнейших расчетов.

Согласно п. 5.4 [2] толщина полок монолитных ребристых междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий принимается не менее 50 мм, а междуэтажных перекрытий производственных зданий – 60 мм. Минимальная толщина плиты в зависимости от величины пролета ориентировочно может быть принята $\frac{1}{45}l = \frac{1}{45} \cdot 2500 = 56$ мм (табл. 4.7 [4] и табл. 9.1 [6]). При пролетах плиты 2,2 – 2,7 м и нагрузках 10 – 15 кН/м² толщину плит из условий экономичного армирования назначают обычно 80 – 100 мм [5]. Принимаем толщину плиты $h'_f = 80$ мм. Опирание плиты на наружные стены в рабочем направлении принимаем $b_1=120$ мм, а в не рабочем направлении – $b_2=50$ мм.

Предварительно назначаем размеры балок в зависимости от их пролета B

$$h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20} \right) B, \quad b = (0,4 \div 0,5)h.$$

$h=7000/12=583$ мм, принимаем $h=600$ мм (кратно 50 мм);

$b=0,4 \cdot 600=240$ мм, принимаем $b=250$ мм (кратно 50 мм).

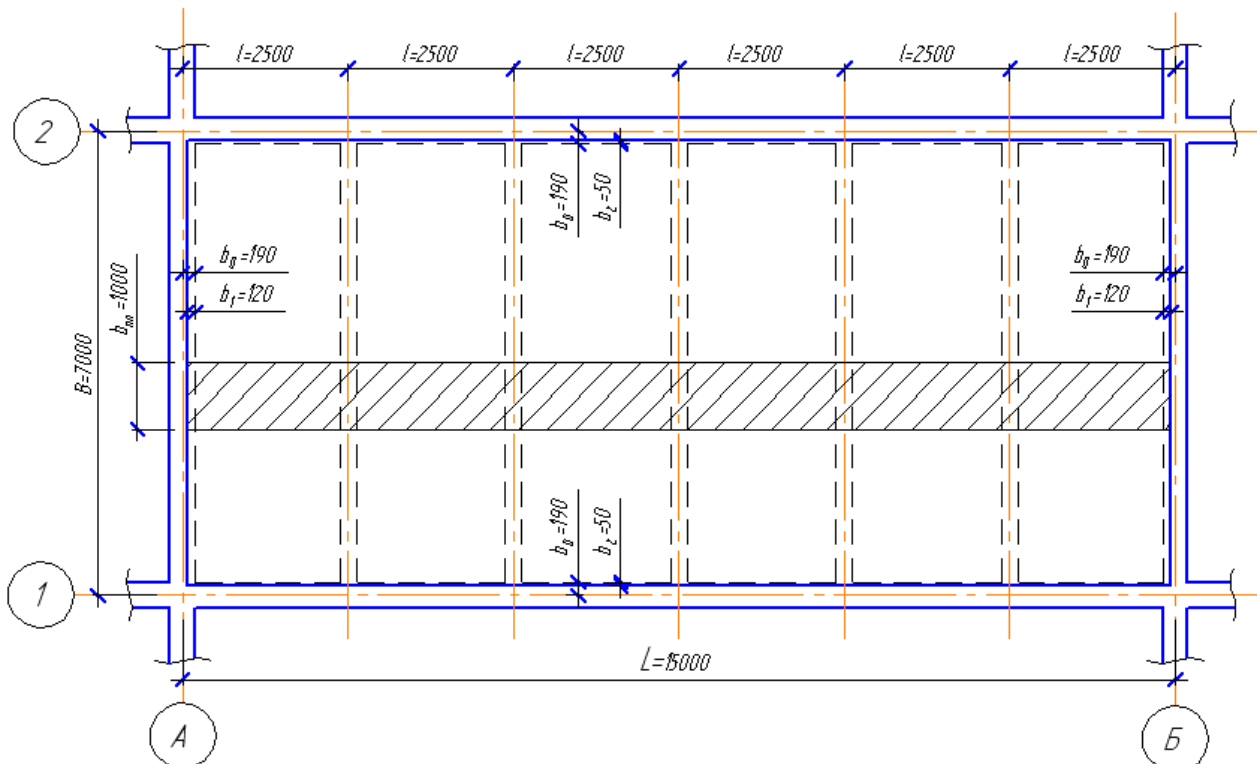


Рис. 13. Компонровка перекрытия

3. Определение расчетных пролетов (см. рис. 14 а).

Расчетный пролет плиты принимается равным расстоянию в свету между балками. В случае свободного опирания расчетный пролет увеличивается против пролета в сету на половину толщины плиты [7]. Вычисляем расчетные пролеты плиты.

а) Крайние пролеты:

$$l_{01} = l - \frac{b}{2} - b_0 + \frac{h'_f}{2} = 2500 - \frac{250}{2} - 190 + \frac{80}{2} = 2225 \text{ мм}.$$

а) Средние пролеты:

$$l_{02} = l - b = 2500 - 250 = 2250 \text{ мм}.$$

Расчетные пролеты отличаются друг от друга на $\Delta = \frac{2250 - 2225}{2225} \cdot 100\% = 1,12\% < 20\%$. Поэтому неравнопролетную плиту можно рассчитывать как равнопролетную. При этом опорные моменты следует определять по большему из смежных пролетов.

4. Статический расчет (см. рис. 14 б, в).

Балочная плита при расчете рассматривается в плане как полоса шириной $b_{nl} = 1$ м, вырезанная из плиты параллельно ее коротким сторонам (см. рис. 13). Расчетную схему плиты рассматриваем как многопролетную неразрезную балку сечением $b_{nl} \times h'_f = 1000 \times 80$ мм, загруженную равномерно распределенной нагрузкой $q = 11$ кН/м². Выполняем статический расчет плиты. Величины изгибающих моментов:

а) в крайних пролётах:

$$M_1 = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11} = \frac{11 \cdot 2,225^2}{11} = 4,95 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

б) на вторых с края опорах В (опорный момент определяют по большему из смежных пролетов):

$$M_B = -\frac{q \cdot l_{02}^2}{14} = -\frac{11 \cdot 2,25^2}{14} = -3,98 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в) в средних пролётах:

$$M_2 = \frac{q \cdot l_{02}^2}{16} = \frac{11 \cdot 2,25^2}{16} = 3,48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

г) на средних опорах С:

$$M_C = -\frac{q \cdot l_{02}^2}{16} = -\frac{11 \cdot 2,25^2}{16} = -3,48 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

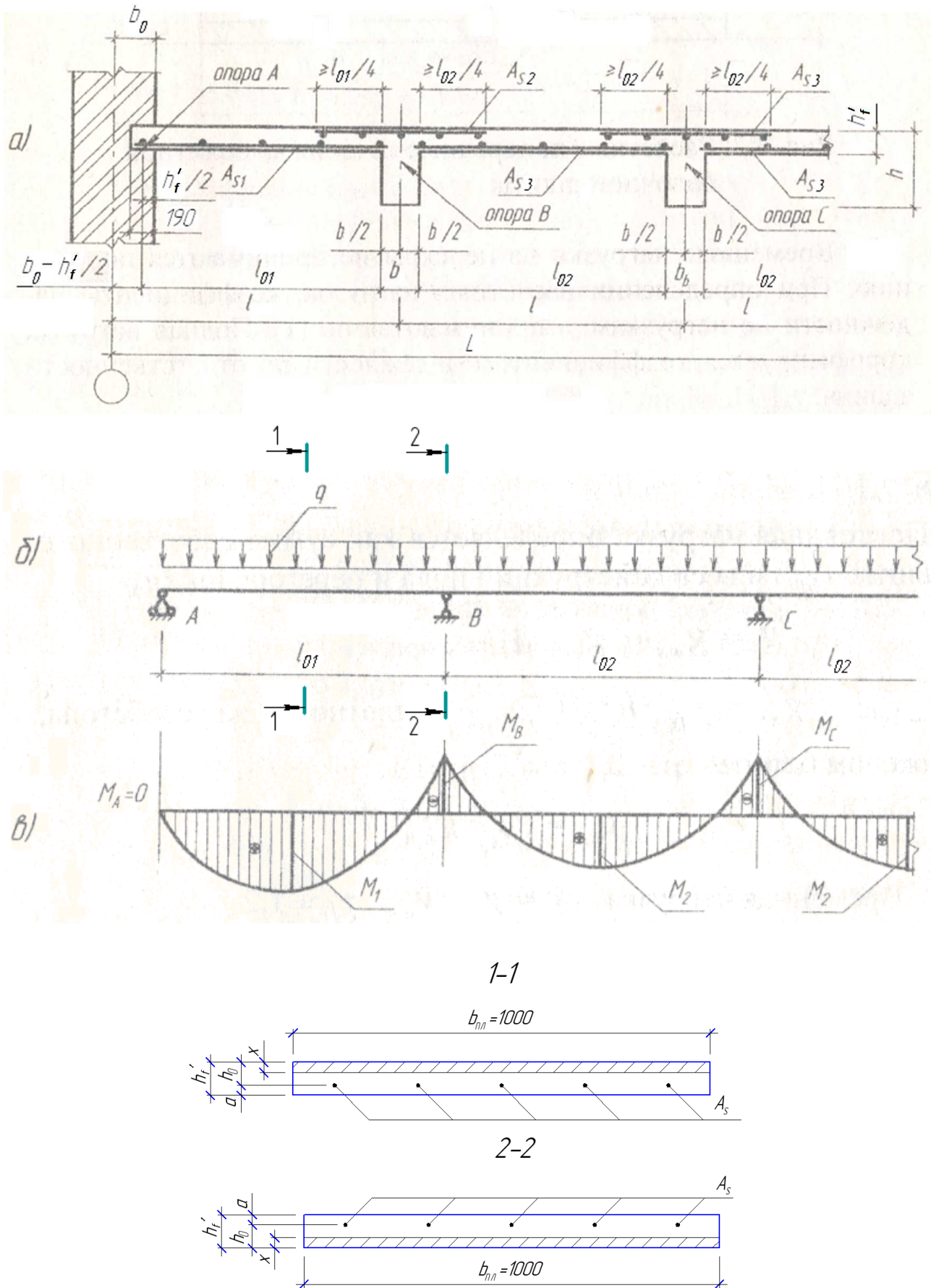


Рис. 14. К расчету плиты монолитного ребристого перекрытия: а – расположение арматуры, б – расчетная схема плиты, в – эпюра изгибающих моментов

5. Расчет арматуры.

Арматуру в плите подбираем как для изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного сечения размером $b_{nl} \times h'_f = 1000 \times 80$ мм. Армирование сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует ограничивать так, чтобы относительная высота сжатой зоны $\xi \leq 0,35$ [5]. Тогда соответствующее максимально допустимой величине ξ значение $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,35 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,35) = 0,289$. Рабочие арматурные стержни располагают параллельно короткой стороне плиты в соответствии с характером эпюры изгибающих моментов: стержни, подобранные на пролетные моменты, располагают вблизи нижней плоскости плиты, а стержни, подобранные на опорные моменты – вблизи верхней плоскости плиты. При толщине защитного слоя $\delta = 20$ мм (см. п. 10.3.2 [1] и п. 5.7 [2]) и диаметрах рабочих стержней $d = 6 - 8$ мм (арматура класса А400) величина расстояния от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшей грани сечения $a = \delta + d/2 = 23 - 24$ мм. Выполняем расчет арматуры.

а) На момент в крайнем пролете $M_1 = 4,95$ кН·м:

Принимаем $a = 23$ мм, тогда $h_0 = h'_f - a = 80 - 23 = 57$ мм.

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b_{nl} h_0^2} = \frac{4,95 \cdot 10^6}{8,50 \cdot 1000 \cdot 57^2} = 0,179 < 0,289,$$

$$A_{S1} = \frac{R_b b_{nl} h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 57 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,179})}{350} = 275 \text{ мм}^2.$$

По вычисленной площади подбираем диаметр и шаг арматурных стержней на основании табл. 4.8 [4] (см. приложение В, табл. В.10).

Принята арматура: $\varnothing 6$ А400 шаг 100 мм с $A_s = 283$ мм².

Поскольку фактическая величина расстояния от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшей грани сечения $a = 20 + 6/2 = 23$ мм соответствует предварительно принятому значению, перерасчет площади арматуры не производим.

Избыток принятой площади арматуры по сравнению с требуемой по расчету составляет:

$$\Delta = \frac{283 - 275}{275} \cdot 100\% = 2,9\%.$$

б) На опорный момент $M_B = -3,98$ кН·м (вторая с края опора В):

Принимаем $a = 23$ мм, тогда $h_0 = h'_f - a = 80 - 23 = 57$ мм.

$$\alpha_m = \frac{M_B}{R_b b_{nl} h_0^2} = \frac{3,98 \cdot 10^6}{8,50 \cdot 1000 \cdot 57^2} = 0,144 < 0,289,$$

$$A_{S2} = \frac{R_b b_{nl} h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 57 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,144})}{350} = 216 \text{ мм}^2.$$

Принята арматура: $\varnothing 6$ А400 шаг 125 мм с $A_s=226 \text{ мм}^2$ (+4,6%).

Поскольку фактическая величина расстояния от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшей грани сечения $a=20+6/2=23$ мм соответствует предварительно принятому значению, перерасчет площади арматуры не производим.

в) На моменты в среднем пролете и на средних опорах С

$$M_2 = -M_C = 3,48 \text{ кН}\cdot\text{м:}$$

Принимаем $a=23$ мм, тогда $h_0 = h'_f - a = 80 - 23 = 57 \text{ мм}$.

$$\alpha_m = \frac{M_2}{R_b b_{nl} h_0^2} = \frac{3,48 \cdot 10^6}{8,50 \cdot 1000 \cdot 57^2} = 0,126 < 0,289,$$

$$A_{s3} = \frac{R_b b_{nl} h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 57 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,126})}{350} = 187 \text{ мм}^2.$$

Принята арматура: $\varnothing 6$ А400 шаг 125 мм с $A_s=226 \text{ мм}^2$ (+20,9%).

Поскольку фактическая величина расстояния от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшей грани сечения $a=20+6/2=23$ мм соответствует предварительно принятому значению, перерасчет площади арматуры не производим.

б. Вычерчивается схема раскладки нижней (рис. 15) и верхней (рис. 16) арматуры с соблюдением необходимой толщины защитного слоя от боковых граней плиты до торцов арматурных стержней. Конструктивная арматура принимается $\varnothing 3$ В500 с шагом 250 мм. Верхняя рабочая арматура заводится за грань опоры (балки) не менее чем на $1/4$ расчетного пролета. Вычерчивается разрез, на котором показываются расстояния от центров рабочих стержней до ближайших (верхней или нижней) граней плиты (рис. 17).

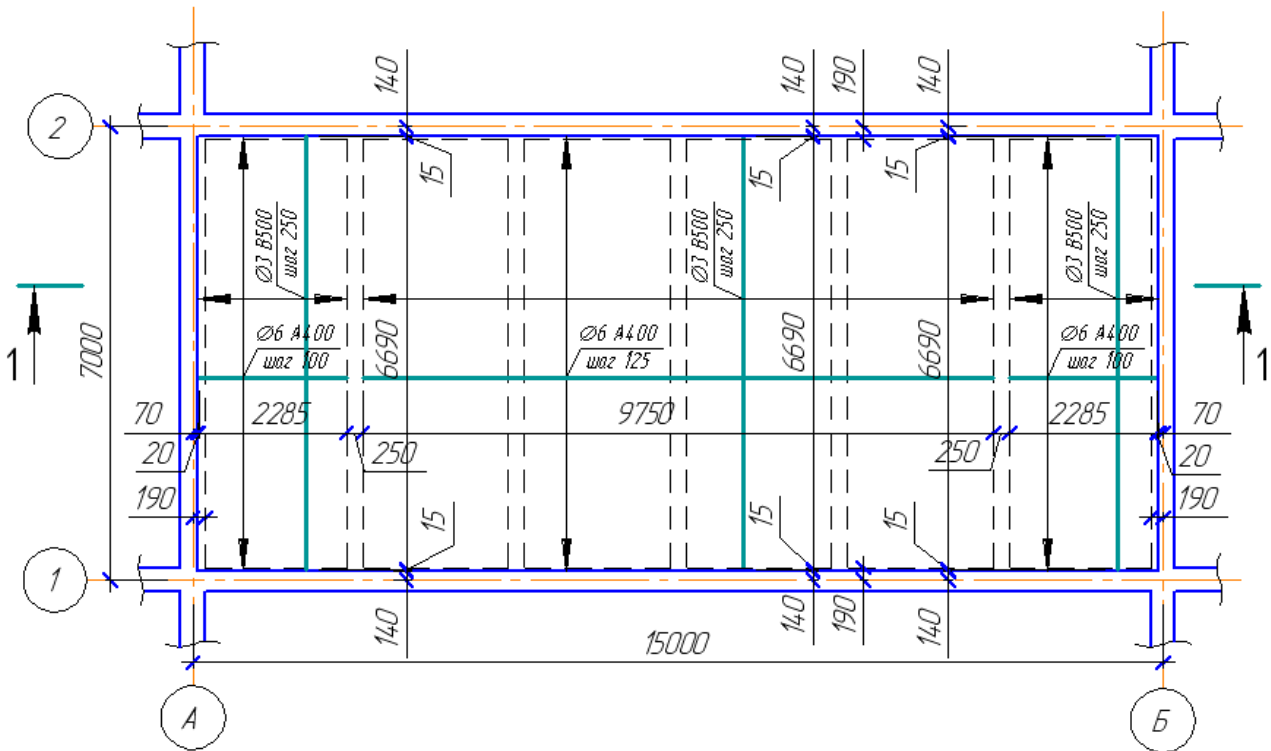


Рис. 15. Схема раскладки нижней арматуры плиты перекрытия

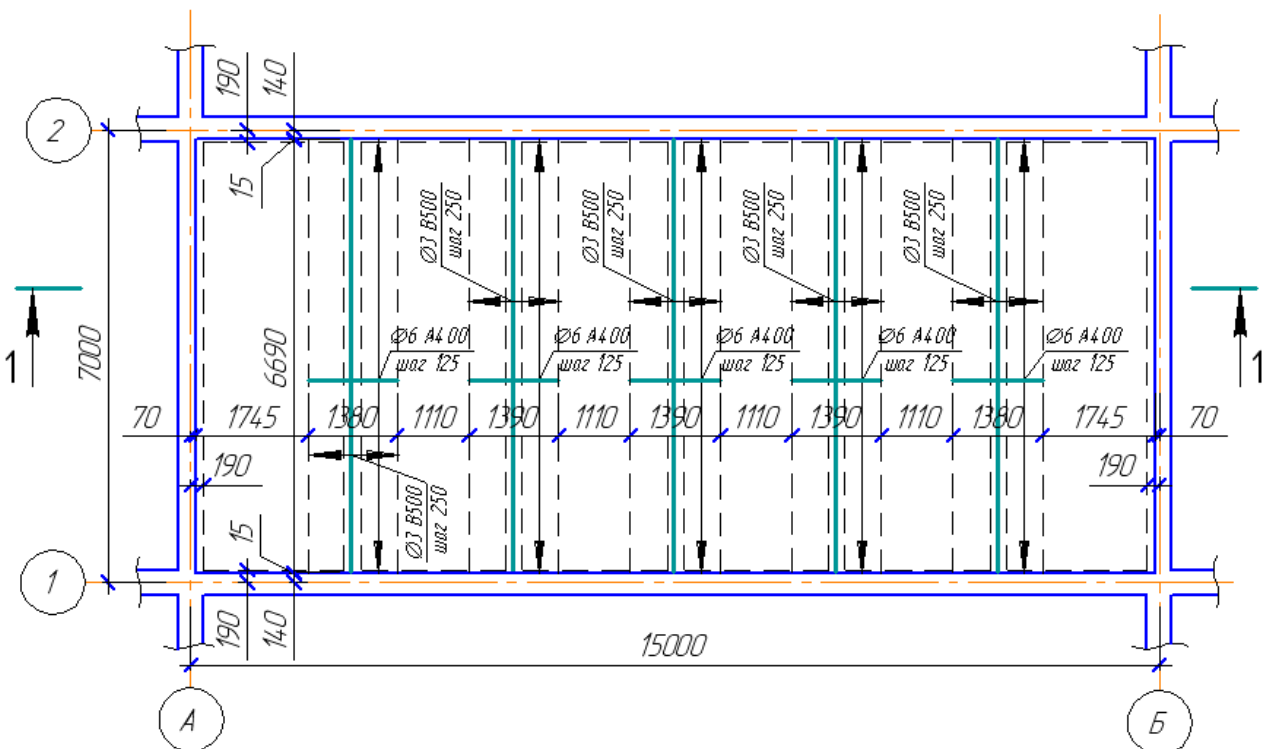


Рис. 16. Схема раскладки верхней арматуры плиты перекрытия

1-1

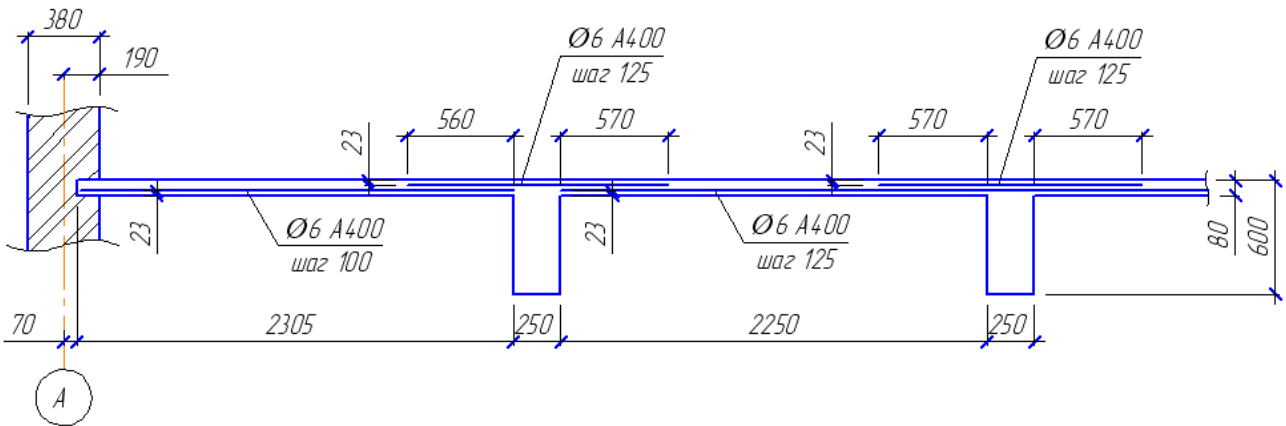


Рис. 17. Разрез 1-1 (арматура балок не показана)

ЗАДАЧА 10

Требуется рассчитать на прочность среднюю панель ребристого монолитного железобетонного перекрытия с плитами, опертymi по контуру при сетке колонн $l_1 \times l_2$. Исходные данные приведены в таблице А.10.

Последовательность решения задачи №10

Исходные данные (см. рис. 18):

Сетка колонн $l_1 \times l_2 = 4,5 \times 6$ м.

Полная нагрузка с учетом собственного веса перекрытия $q = 12$ кН/м².

Бетон тяжелый класса В15.

Арматура класса А400.

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Расчетные характеристики и коэффициенты.

Для бетона класса В15 расчетное сопротивление осевому сжатию согласно табл. 6.8 [1] и табл. 2.6 [2] $R_b = 8,5$ МПа. Расчет будем выполнять на кратковременное действие нагрузки и коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b1} = 1,0$. С учётом коэффициента условия работы бетона в расчёте принимается $R_b = \gamma_{b1} \cdot R_b = 1,0 \cdot 8,5 = 8,5$ МПа

Для арматуры класса А400 расчётное сопротивление растяжению $R_s = 350$ МПа по табл. 6.14 [1] и табл. 2.11 [2].

2. Компоновка перекрытия.

Толщина плиты в зависимости от ее размеров в плане и значения нагрузки может составлять 50...140 мм, не менее $\frac{1}{50}l_{\min} = \frac{1}{50} \cdot 4500 = 90 \text{ мм}$. Принимаем

$$h'_f = 90 \text{ мм}.$$

Плита работает на изгиб в двух направлениях. Опорами для плиты служат балки, которые располагают по осям колонн в двух взаимно перпендикулярных направлениях и назначают одинаковой высоты. Предварительно назначаем размеры поперечного сечения балок

$$h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20} \right) l_{\max}, \quad b = (0,4 \div 0,5)h.$$

Принимаем $h=6000/12=500 \text{ мм}$, $b=0,4 \cdot 500=200 \text{ мм}$.

3. Определение усилий методом предельного равновесия (см. рис. 18).

Расчетные пролеты в свету средних полей плиты

$$l_{01}=l_1 - b=4500 - 200=4300 \text{ мм}, \quad l_{02}=l_2 - b=6000 - 200=5800 \text{ мм}.$$

Плиты, опертые по контуру, рассчитывают кинематическим способом метода предельного равновесия. При этом составляют уравнение работ внешних сил и внутренних усилий на перемещениях в предельном равновесии и определяют два пролетных (M_1 и M_2) и четыре опорных ($M_I, M'_I, M_{II}, M'_{II}$) изгибающих момента от равномерно распределенной нагрузки. Пользуясь рекомендуемыми соотношениями между расчетными моментами, согласно табл. 2, задачу сводят к одному неизвестному, например M_1 .

Таблица 2. Соотношения между расчетными моментами в плитах, опертых по контуру

l_{02}/l_{01}	1÷1,5	1,5÷2
M_2/M_1	0,2÷1	0,15÷0,5
$M_I/M_1; M'_I/M_1$	1,3÷2,5	1÷2
$M_{II}/M_1; M'_{II}/M_1$	1,3÷2,5	0,2÷0,75

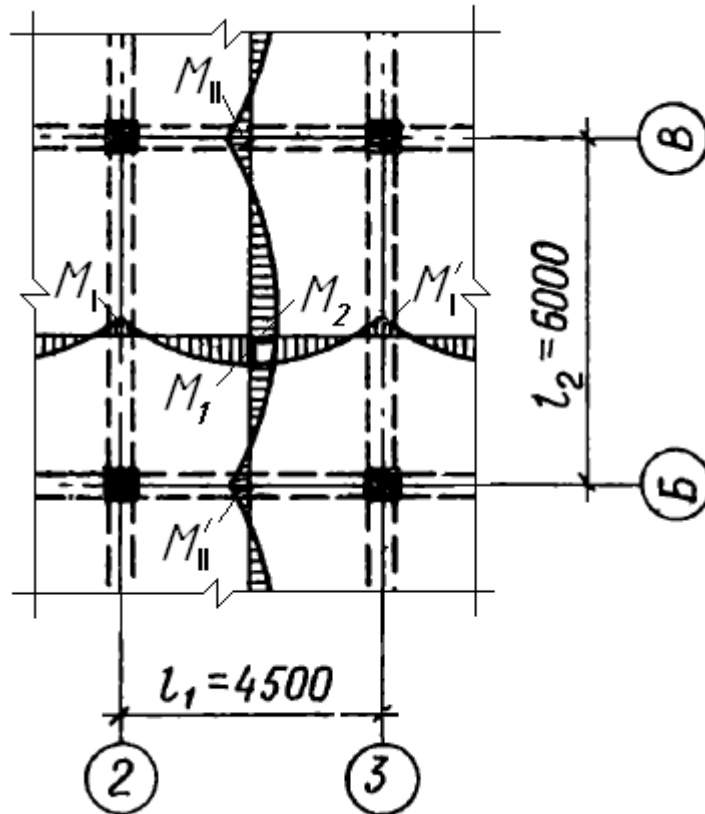


Рис. 18. Расчетная схема плиты, опертой по контуру

Отношение $l_{02}/l_{01}=5800/4300=1,35$. По табл. 2 принимаем $M_2/M_1=0,7$;
 $M_I/M_1 = M'_I/M_1 = 2$; $M_{II}/M_1 = M'_{II}/M_1 = 2$.

Тогда $M_2 = 0,7M_1$; $M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 2M_1$.

Уравнение работ внешних сил и внутренних усилий на перемещениях в предельном равновесии имеет вид:

$$\frac{ql_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) = l_{02}(2M_1 + M_I + M'_I) + l_{01}(2M_2 + M_{II} + M'_{II}),$$

$$\frac{12 \cdot 4,3^2}{12}(3 \cdot 5,8 - 4,3) = 5,8 \cdot (2M_1 + 2 \cdot 2M_1) + 4,3 \cdot (2 \cdot 0,7M_1 + 2 \cdot 2M_1),$$

$$242 = 58,02M_1, M_1 = 242/58,02 = 4,17 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Исходя из принятых соотношений моментов вычислим:

$$M_2 = 0,7 \cdot 4,17 = 2,92 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 2 \cdot 4,17 = 8,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Учитывая действие распора в предельном состоянии средних панелей плиты, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, при расчете арматуры изгибающие моменты уменьшаем на 20%, то есть:

$$M_1 = 0,8 \cdot 4,17 = 3,34 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_2 = 0,8 \cdot 2,92 = 2,34 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 0,8 \cdot 8,34 = 6,67 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

4. Расчет арматуры.

Арматуру по вычисленным значениям моментов рассчитывают как для изгибаемых элементов прямоугольного сечения $b_{nl} \times h'_f = 1000 \times 90$ мм. Армирование сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует ограничивать так, чтобы относительная высота сжатой зоны $\xi \leq 0,35$ [5]. Тогда соответствующее максимально допустимой величине ξ значение $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,35 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,35) = 0,289$. Нижняя пролетная рабочая арматура плиты располагается в обоих направлениях между балками. Верхнюю надпорную рабочую арматуру конструируют аналогично надпорной арматуре балочных плит, то есть верхние рабочие арматурные стержни располагают над балками перпендикулярно им. Нижнюю рабочую арматуру в направлении меньшего пролета l_1 диаметром d_1 , подобранную на пролетный момент M_1 , располагают ниже арматуры, идущей в направлении большего пролета l_2 , диаметром d_2 и подобранную на пролетный момент M_2 . Поэтому при толщине защитного слоя $\delta = 20$ мм (см. п. 10.3.2 [1] и п. 5.7 [2]) и диаметрах рабочих стержней 6 – 8 мм (арматура класса А400) величина расстояния от равнодействующей усилий в нижней арматуре, подобранной на пролетный момент M_1 , до ближайшей грани сечения $a_1 = \delta + d_1/2 = 23 - 24$ мм. Для нижней арматуры, подобранной на пролетный момент M_2 величина $a_2 = \delta + d_1 + d_2/2 = 29 - 32$ мм. Для верхней рабочей арматуры диаметром d_3 , подобранной на опорные моменты величина $a_3 = \delta + d_3/2 = 23 - 24$ мм. Выполняем расчет арматуры.

а) На пролетный момент $M_1 = 3,34$ кН·м:

Принимаем $a_1 = 23$ мм, тогда $h_0 = h'_f - a_1 = 90 - 23 = 67$ мм.

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b_{nl} h_0^2} = \frac{3,34 \cdot 10^6}{8,50 \cdot 1000 \cdot 67^2} = 0,0875 < 0,289,$$

$$A_s = \frac{R_b b_{nl} h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 67 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0875})}{350} = 149 \text{ мм}^2.$$

Принята арматура: $\varnothing 6$ А400 шаг 150 мм с $A_s = 184$ мм².

Поскольку фактическая величина расстояния от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшей грани сечения $a_1 = 20 + 6/2 = 23$ мм соответствует предварительно принятому значению, перерасчет площади арматуры не производим.

Избыток принятой площади арматуры по сравнению с требуемой по расчету составляет:

$$\Delta = \frac{184 - 149}{149} \cdot 100\% = 23\%.$$

а) На пролетный момент $M_2=2,34$ кН·м:

Принимаем $a_2=29$ мм, тогда $h_0 = h'_f - a_2 = 90 - 29 = 61$ мм.

$$\alpha_m = \frac{M_2}{R_b b h_0^2} = \frac{2,34 \cdot 10^6}{8,50 \cdot 1000 \cdot 61^2} = 0,074 < 0,289 ,$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 61 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,074})}{350} = 114 \text{ мм}^2 .$$

Принята арматура: $\varnothing 6$ А400 шаг 200 мм с $A_s=141$ мм² (+24 %).

Поскольку фактическая величина расстояния от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшей грани сечения $a_2=20+6+6/2=29$ мм соответствует предварительно принятому значению, перерасчет площади арматуры не производится.

а) На опорные моменты $M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 6,67$ кН·м :

Принимаем $a_3=24$ мм, тогда $h_0 = h'_f - a_3 = 90 - 24 = 66$ мм.

$$\alpha_m = \frac{M_I}{R_b b h_0^2} = \frac{6,67 \cdot 10^6}{8,50 \cdot 1000 \cdot 66^2} = 0,18 < 0,289 ,$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{8,5 \cdot 1000 \cdot 66 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,18})}{350} = 321 \text{ мм}^2 .$$

Принята арматура: $\varnothing 8$ А400 шаг 150 мм с $A_s=335$ мм² (+4,4 %).

Поскольку фактическая величина расстояния от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшей грани сечения $a_3=20+8/2=24$ мм соответствует предварительно принятому значению, перерасчет площади арматуры не производится.

5. Вычерчивается схема раскладки нижней (рис. 19) и верхней (рис. 20) арматуры. Конструктивная арматура принимается $\varnothing 3$ В500 с шагом 250 мм. Верхняя рабочая арматура заводится за грань опоры (балки) не менее чем на 1/4 расчетного пролета, как для балочных плит. Вычерчиваются разрезы в продольном и поперечном направлениях, на которых показываются расстояния от центров рабочих стержней до ближайших (верхней или нижней) граней плиты (рис. 21).

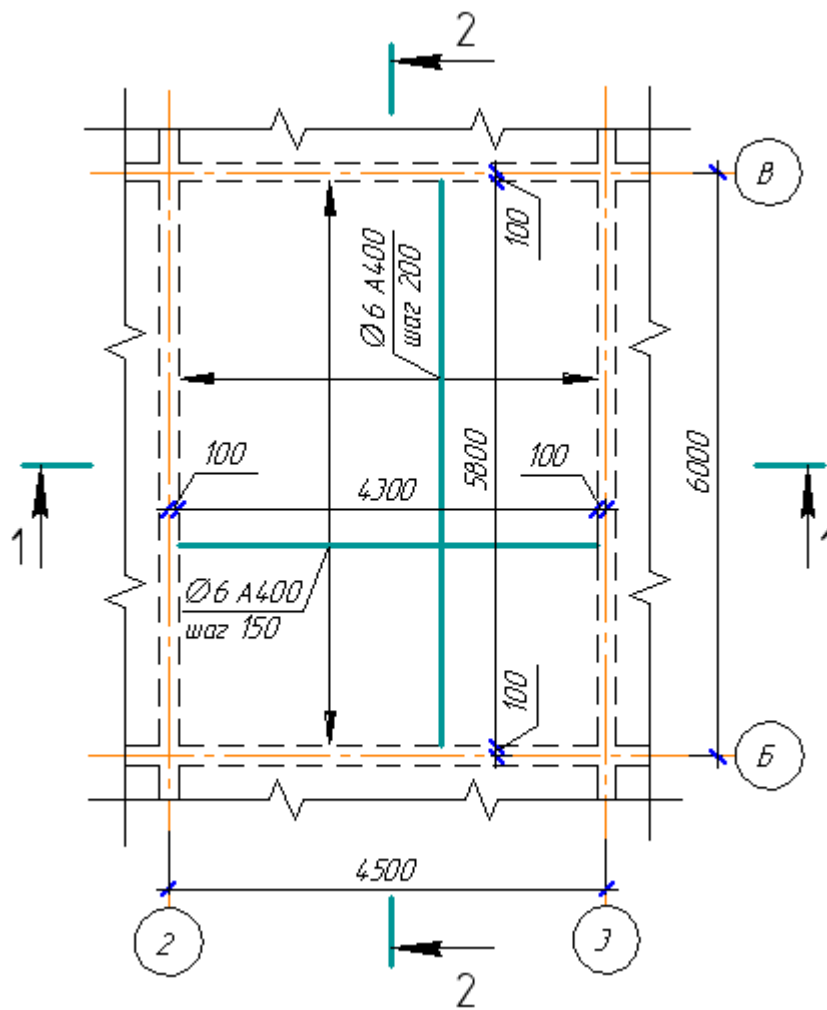


Рис. 19. Схема раскладки нижней арматуры плиты

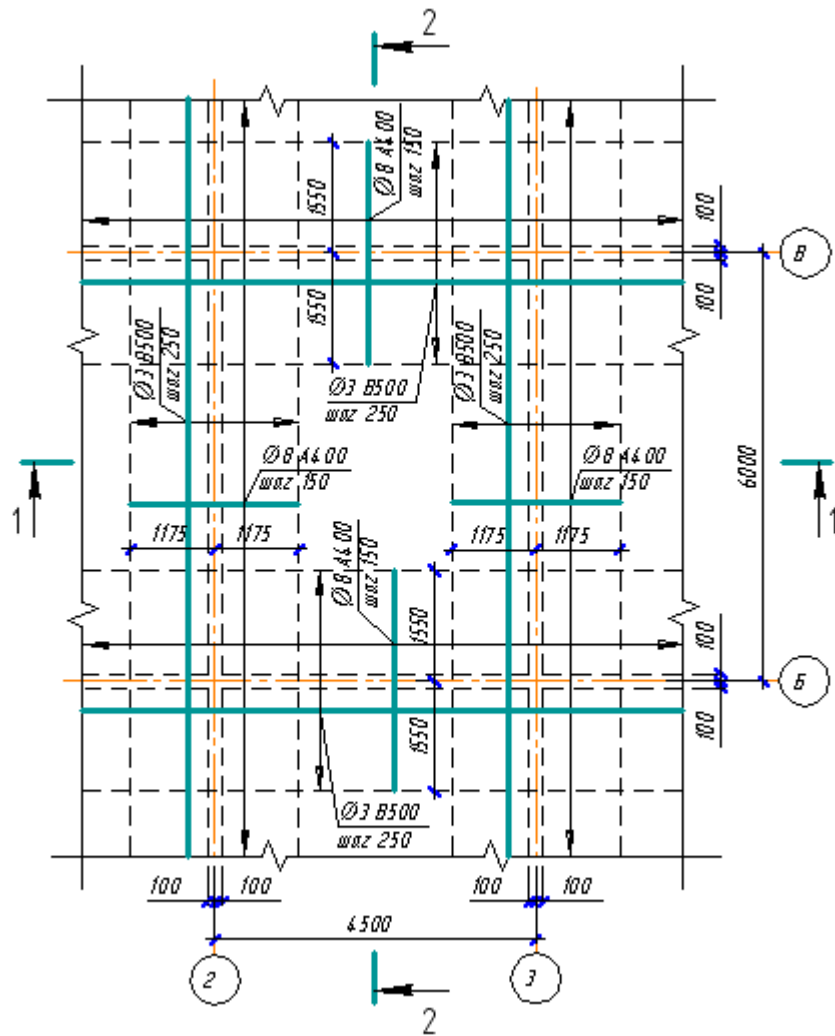


Рис. 20. Схема раскладки верхней арматуры плиты

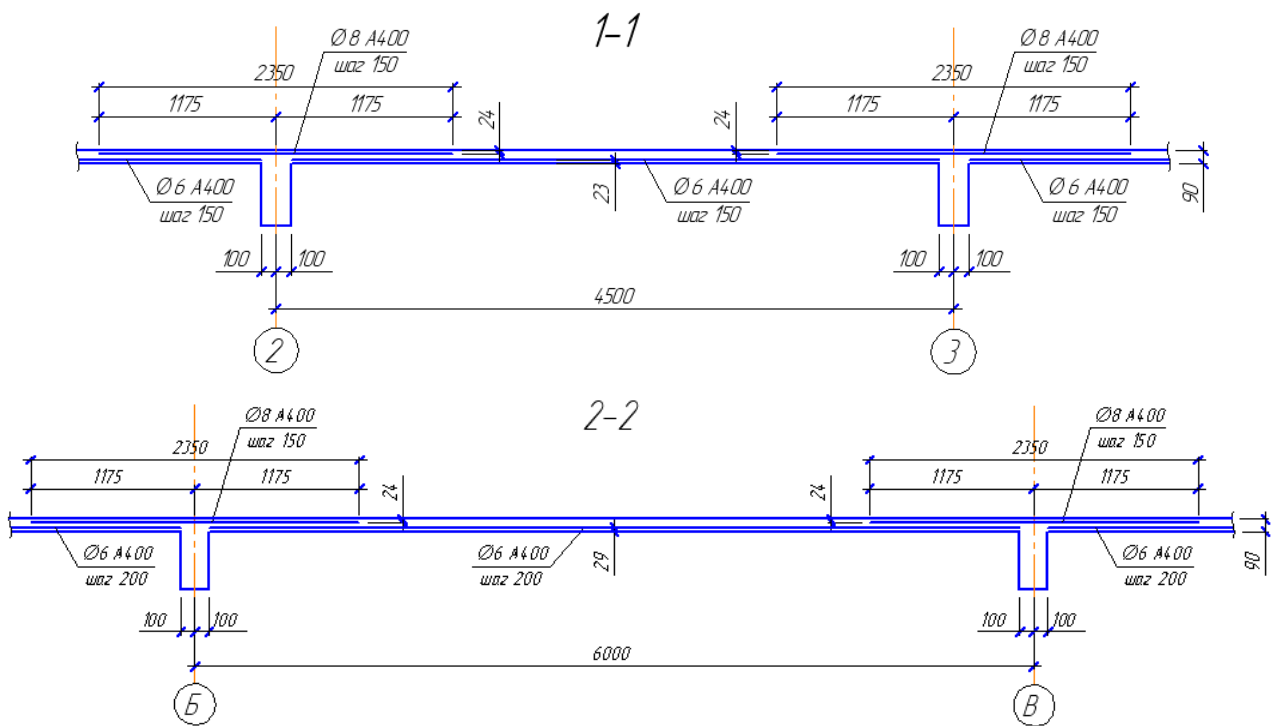


Рис. 21. Разрезы 1-1 и 2-2 (арматура балок не показана)

5. КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ЗАДАЧА 11

Определить несущую способность неармированного столба при следующих значениях эксцентриситета продольной силы: $e_0=0$, $e_0=0,17h$ и $e_0=0,35h$ (h – больший размер поперечного сечения). Вычислить несущую способность столба, усиленного сетчатым армированием, при следующих значениях эксцентриситета продольной силы: $e_0=0$ и $e_0=0,17h$. Определить несущую способность столба, усиленного стальной, железобетонной и армированной растворной обоями при следующих значениях эксцентриситета продольной силы: $e_0=0$, $e_0=0,17h$. При внецентренном сжатии плоскость действия изгибающего момента параллельна большей стороне поперечного сечения. Построить график зависимости несущей способности от величины эксцентриситета e_0 для неармированного столба, столба с сетчатым армированием и усиленного обоями столба. Исходные данные приведены в таблице А.11.

Последовательность решения задачи №11

Исходные данные:

Размеры сечения столба: $b=510$ мм, $h=770$ мм.

Вид кладки – из керамических камней.

Марка кирпича – 100.

Марка раствора – 50.

Расстояние между горизонтальными опорами $H=4800$ мм.

Расчетная длина столба $l_0 = H = 4800$ мм.

Сетки с квадратными ячейками из арматуры $\varnothing 5$ В500; шаг сеток по высоте столба и размер ячеек принять максимально возможными.

Арматура при устройстве обоям $\varnothing 6$ А240.

ПОРЯДОК РАСЧЕТА

1. Централно-сжатый неармированный каменный элемент ($e_0=0$)

Расчет производим по указаниям п. 7.1 [8]:

$$N_{ult} = m_g \varphi R A.$$

Расчетное сопротивление сжатию кладки по табл. 2 [8] $R=1,5$ МПа (см. приложение В, табл. В.11).

Площадь сечения элемента $A = b \cdot h = 510 \cdot 770 = 3,927 \cdot 10^5 \text{ мм}^2 > 0,3 \text{ м}^2$ и поэтому расчетное сопротивление кладки не нужно умножать на коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,8$ (п. 6.12 [8]).

Так как меньший размер прямоугольного поперечного сечения $b > 30 \text{ см}$, то согласно п. 7.1 [8] коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки, принимается $m_g = 1$.

Определяем значение коэффициента продольного изгиба φ . Для этого находим отношение расчетной длины элемента к меньшему размеру его поперечного сечения

$$\lambda_b = \frac{l_0}{b} = \frac{4800}{510} = 9,41.$$

Упругая характеристика кладки из керамических камней, выполненной на растворе марки 50 $\alpha = 1200$ по табл. 16 [8] (см. приложение В, табл. В.12).

Коэффициент продольного изгиба принимаем по табл. 19 [8]: $\varphi = 0,907$ (см. приложение В, табл. В.13).

Расчетная несущая способность элемента

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,907 \cdot 1,5 \cdot 3,927 \cdot 10^5 = 5,34 \cdot 10^5 \text{ Н} = 534 \text{ кН}$$

2. Внецентренно сжатый неармированный каменный элемент при $e_0 = 0,17h$

Расчет производим по указаниям п. 7.7 [8]:

$$N_{ult} = m_g \varphi_1 R A_c \omega.$$

Коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки, расчетное сопротивление кладки сжатию, площадь сечения элемента и упругую характеристику кладки принимаем из предыдущего расчета: $m_g = 1$, $R = 1,5 \text{ МПа}$, $A = 3,927 \cdot 10^5 \text{ мм}^2$, $\alpha = 1200$.

Определяем значение коэффициента продольного изгиба φ для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента. При отношении расчетной длины элемента к высоте его поперечного сечения в плоскости действия изгибающего момента

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{4800}{770} = 6,23 \text{ и } \alpha = 1200 \text{ по табл. 19 [8]: } \varphi = 0,964.$$

Высота сжатой части прямоугольного сечения в плоскости действия изгибающего момента определяется по формуле:

$$h_c = h - 2e_0 = h \cdot (1 - 2 \cdot 0,17) = 770 \cdot (1 - 2 \cdot 0,17) = 508,2 \text{ мм}.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения при отношении

$$\lambda_{h_c} = \frac{H}{h_c} = \frac{4800}{508,2} = 9,45 \text{ и } \alpha = 1200 \text{ по табл. 19 [8] } \varphi_c = 0,906.$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,964 + 0,906}{2} = 0,935.$$

Площадь сжатой части сечения определяем по формуле:

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right) = 3,927 \cdot 10^5 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,17h}{h} \right) = 2,592 \cdot 10^5 \text{ мм}^2$$

$$\text{или } A_c = b \cdot h_c = 510 \cdot 508,2 = 2,592 \cdot 10^5 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент ω определяем по формуле, приведенной в табл. 20 [8] (см. приложение В, табл. В.14)

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,17h}{h} = 1,17 < 1,45.$$

Расчетная несущая способность элемента

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,935 \cdot 1,5 \cdot 2,592 \cdot 10^5 \cdot 1,17 = 4,25 \cdot 10^5 \text{ Н} = 425 \text{ кН}$$

3. Внецентренно сжатый неармированный каменный элемент при $e_0=0,35h$

Расчет производим также по указаниям п. 7.7 [8]:

$$N_{ult} = m_g \varphi_1 R A_c \omega.$$

Из предыдущих расчетов: $m_g=1$, $R=1,5$ МПа, $\alpha=1200$, $\varphi=0,964$.

Определяем высоту и площадь сжатой части поперечного сечения при $e_0=0,35h$:

$$h_c = h - 2e_0 = h \cdot (1 - 2 \cdot 0,35) = 770 \cdot (1 - 2 \cdot 0,35) = 231 \text{ мм},$$

$$A_c = b \cdot h_c = 510 \cdot 231 = 1,178 \cdot 10^5 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения при отношении

$$\lambda_{h_c} = \frac{H}{h_c} = \frac{4800}{231} = 20,8 \text{ и } \alpha=1200 \text{ по табл. 19 [8] } \varphi_c=0,668.$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,964 + 0,668}{2} = 0,816.$$

Вычисляем коэффициент ω

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,35h}{h} = 1,35 < 1,45.$$

Расчетная несущая способность элемента

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,816 \cdot 1,5 \cdot 1,178 \cdot 10^5 \cdot 1,35 = 1,95 \cdot 10^5 \text{ Н} = 195 \text{ кН}$$

4. Центральное-сжатый армированный сетками каменный элемент ($e_0=0$)

Расчет производим по указаниям п. 7.30 [8] учитывая, что элементы с сетчатым армированием выполняются на растворах марки не ниже 50 при высоте ряда кладки h_p не более 150 мм:

$$N_{ult} = m_g \varphi R_{sk} A.$$

Из расчета центрально-сжатого неармированного элемента: $m_g=1$, $R=1,5$ МПа, $\alpha=1200$, $\lambda_b=9,41$, $A=3,927 \cdot 10^5$ мм².

Определяем процент армирования кладки по объему.

Площадь сечения одного арматурного стержня диаметром 5 мм $A_{st}=19,6$ мм² (см. приложение В, табл. В.16). Нормативное R_{sn} и расчетное R_s сопротивления арматуры класса В500 принимаем соответственно по табл. 6.13 [1] (или табл. 2.10 [2]) и 6.14 [1] (или табл. 2.11 [2]) с коэффициентом условий работы 0,6 (п.п. 6.20 – 6.21 [8]). Тогда $R_{sn} = 0,6 \cdot 500 = 300$ МПа и $R_s = 0,6 \cdot 435 = 261$ МПа. Высота ряда кладки h_p складывается из высоты кирпича и толщины горизонтального растворного шва, которая равна 12 мм. Так как высота керамического камня 138 мм $h_p=138+12=150$ мм. Толщина растворного шва с уложенной в нем сеткой из арматуры диаметром 5 мм и более на 2 мм больше толщины рядового шва без сетки. Поэтому расстояние между сетками при укладке их через n рядов кладки $S = n \cdot h_p + 2$ мм. Сетки будем укладывать через максимально возможное число рядов кладки по п. 9.76 [8], то есть через три ряда кладки (см. приложение В). В этом случае $S = 3 \cdot 150 + 2 = 302$ мм. Примем максимально возможное расстояние между поперечными стержнями в сетке по п. 9.77 [1], то есть 120 мм (см. приложение В). Тогда размер квадратной ячейки $C=120$ мм.

Процент армирования кладки по объему определяем по формуле:

$$\mu = \frac{2A_{st}}{CS} 100 = \frac{2 \cdot 19,6}{120 \cdot 302} \cdot 100 = 0,108 \% .$$

Максимальный процент армирования кладки сетчатой арматурой определяем по формуле:

$$\mu_{\max} = 50 \frac{R}{R_s} = 50 \cdot \frac{1,5}{261} = 0,287 \% .$$

Минимальный процент армирования $\mu_{\min} = 0,1 \% .$

Таким образом $\mu_{\min} = 0,1 \% < \mu = 0,108 \% < \mu_{\max} = 0,287 \% .$

Расчетное сопротивление при центральной сжатии для армированной кладки определяем по формуле:

$$R_{sk} = R + \frac{p\mu R_s}{100} = 1,5 + \frac{2 \cdot 0,108 \cdot 261}{100} = 2,06 \text{ МПа} < 2R = 2 \cdot 1,5 = 3 \text{ МПа} ,$$

где p – коэффициент, принимаемый при пустотности камня до 20 % включительно равным 2.

Определяем величину упругой характеристики кладки с сетчатым армированием.

Временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки определяем по формуле:

$$R_u = kR = 2 \cdot 1,5 = 3 \text{ МПа},$$

где $k=2$ по табл. 15 [8] (см. приложение В, табл. В.15).

Временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки с сетчатой арматурой при высоте ряда не более 150 мм определяем по формуле:

$$R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100} = 2 \cdot 1,5 + \frac{2 \cdot 300 \cdot 0,108}{100} = 3,648 \text{ МПа}.$$

Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием определяем по формуле:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}} = 1200 \cdot \frac{3}{3,648} = 987.$$

Коэффициент продольного изгиба $\varphi=0,89$ определяем по табл. 19 [8] при $\lambda_b=9,41$ и $\alpha_{sk}=987$.

Расчетная несущая способность элемента

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,89 \cdot 2,06 \cdot 3,927 \cdot 10^5 = 7,2 \cdot 10^5 \text{ Н} = 720 \text{ кН}$$

5. Внецентренно сжатый армированный сетками каменный элемент при $e_0=0,17h$

При малых эксцентриситетах продольной силы, не выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольного сечения $e_0 \leq 0,17h$), расчет производится по указаниям п. 7.31 [8]:

$$N_{ult} = m_g \varphi_1 R_{skb} A_c \omega.$$

Из предыдущих расчетов: $m_g=1$, $\lambda_h = 6,23$, $\lambda_{hc} = 9,45$, $\mu=0,108\%$, $\alpha_{sk}=987$, $p=2$, $R=1,5$ МПа, $R_s=261$ МПа, $A_c=2,592 \cdot 10^5 \text{ мм}^2$, $\omega=1,17$.

Максимальный процент армирования кладки сетчатой арматурой при внецентренном сжатии определяем по формуле:

$$\mu_{\max} = \frac{50R}{\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) R_s} = \frac{50 \cdot 1,5}{\left(1 - \frac{2 \cdot 0,17h}{0,5h}\right) \cdot 261} = 0,898\%,$$

где $y=0,5h$ – расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета.

Минимальный процент армирования $\mu_{\min} = 0,1\%$.

Таким образом $\mu_{\min} = 0,1\% < \mu = 0,108\% < \mu_{\max} = 0,898\%$.

Расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии определяем по формуле:

$$R_{skb} = R_1 + \frac{p\mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) = 1,5 + \frac{2 \cdot 0,108 \cdot 261}{100} \left(1 - \frac{2 \cdot 0,17h}{0,5h}\right) = 1,68 \text{ МПа},$$

где $R_1=R=1,5$ МПа – расчетное сопротивление неармированной кладки в рассматриваемый срок твердения раствора.

Коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента $\varphi=0,955$ определяем по табл. 19 [8] при $\lambda_h=6,23$ и $\alpha_{sk}=987$.

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения в плоскости действия изгибающего момента $\varphi_c=0,889$ определяем по табл. 19 [8] при $\lambda_{hc} = 9,45$ и $\alpha_{sk}=987$.

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,955 + 0,889}{2} = 0,922$$

Расчетная несущая способность элемента

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,922 \cdot 1,68 \cdot 2,592 \cdot 10^5 \cdot 1,17 = 4,7 \cdot 10^5 \text{ Н} = 470 \text{ кН}$$

6. Центально-сжатый элемент, усиленный стальной обоймой ($e_0=0$)

Расчет производим по указаниям п. 5.38 [9]:

$$N_{ult} = \psi \varphi \left[m_g m_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right] A + R_{sc} A'_s$$

Из расчета центрально-сжатого неармированного элемента: $\varphi=0,907$, $m_g=1$, $R=1,5$ МПа, $A=3,927 \cdot 10^5 \text{ мм}^2$.

Вертикальную арматуру обоймы (уголки) принимаем по конструктивным соображениям $\perp 50 \times 5$ с $F=4,8 \text{ см}^2$ (см. приложение В, табл. В.18), а планки – минимально допустимого сечения $35 \times 5 \text{ мм}$ ($A_s=35 \cdot 5=175 \text{ мм}^2$) из стали класса А240 (А-I). Расстояние между осями поперечных связей s должно быть не более меньшего размера сечения (в нашем случае $b=510 \text{ мм}$) и не свыше 50 см. Принимаем максимально допустимое расстояние $s=500 \text{ мм}$ (см. рис. 22).

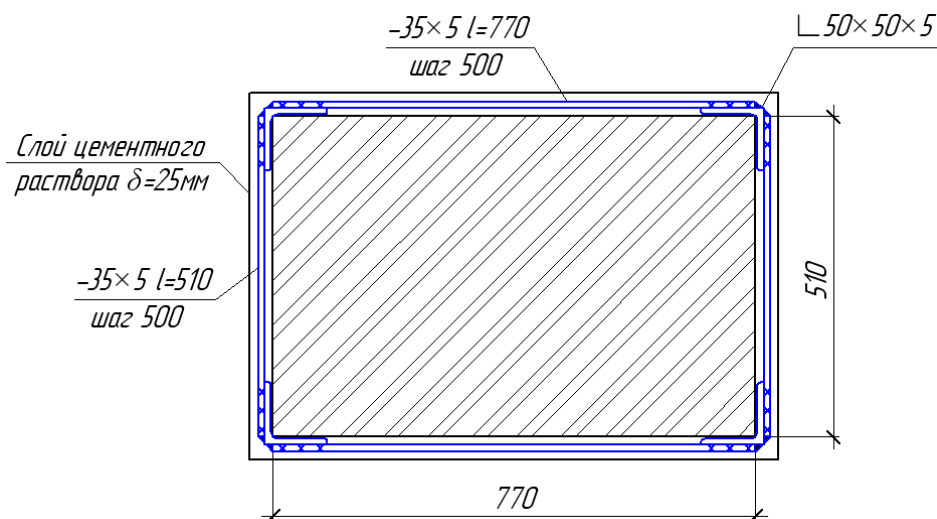


Рис. 22. Схема усиление кирпичного столба металлической обоймой

Площадь сечения четырех продольных уголков $A'_s = 4 \cdot 480 = 1920 \text{ мм}^2$.

Процент армирования поперечными планками определяем по формуле:

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbs} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 175 \cdot (770 + 510)}{770 \cdot 510 \cdot 500} \cdot 100 = 0,228 \%,$$

где $h=770$ мм и $b=510$ мм – размеры сторон усиливаемого элемента.

Расчетное сопротивление уголков R_{sc} и поперечной арматуры R_{sw} , применяемых при устройстве обойм, принимаются по табл. 10 [9] (п. 5.39 [9]): $R_{sc}=43$ МПа (без непосредственной передачи нагрузки на обойму) и $R_{sw}=150$ МПа (см. приложение В, табл. В.17).

Коэффициенты $\psi=1$ и $\eta=1$ при центральном сжатии.

Коэффициент условий работы кладки $m_k=1$ для кладки без повреждений.

Расчетная несущая способность усиленного элемента

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,907 \cdot \left[\left(1 \cdot 1 \cdot 1,5 + 1 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,228}{1 + 2,5 \cdot 0,228} \cdot \frac{150}{100} \right) \cdot 3,927 \cdot 10^5 + 43 \cdot 1920 \right] = 803 \cdot 10^3 \text{ H} = 803 \text{ кН}$$

7. Внецентренно сжатый элемент, усиленный стальной обоймой, при $e_0=0,17h$

При эксцентриситетах продольной силы, не выходящих за пределы ядра сечения, расчет производится по указаниям п. 5.38 [9]:

$$N_{ult} = \psi \varphi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + R_{sc} A'_s \right].$$

Из расчета внецентренно сжатого неармированного элемента при $e_0=0,17h$: $\varphi=\varphi_1=0,935$, $m_g=1$, $R=1,5$ МПа, $A=3,927 \cdot 10^5$ мм².

Из предыдущего расчета: $m_k=1$, $\mu=0,228$ %, $R_{sw}=150$ МПа, $R_{sc}=43$ МПа, $A'_s=1920$ мм².

Коэффициенты ψ и η при внецентренном сжатии определяем по формулам:

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 0,17h}{h} = 0,66,$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 0,17h}{h} = 0,32.$$

Расчетная несущая способность усиленного элемента

$$N_{ult} = 0,66 \cdot 0,935 \cdot \left[\left(1 \cdot 1 \cdot 1,5 + 0,32 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,228}{1 + 2,5 \cdot 0,228} \cdot \frac{150}{100} \right) \cdot 3,927 \cdot 10^5 + 43 \cdot 1920 \right] = 457 \cdot 10^3 \text{ H} = 457 \text{ кН}$$

8. Центральнo-сжатый элемент, усиленный железобетонной обоймой ($e_0=0$)

Расчет производим по указаниям п. 5.38 [9]:

$$N_{ult} = \psi \varphi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + m_b R_b A_b + R_{sc} A'_s \right].$$

Принимаем минимально допустимую толщину облоймы 60 мм из бетона класса В15. Тогда размеры сечения столба с учетом облоймы $b_1=510+2\cdot 60=630$ мм и $h_1=770+2\cdot 60=890$ мм. Расчетное сопротивление осевому сжатию бетона класса В15 согласно табл. 6.8 [1] или табл. 2.6 [2] $R_b=8,5$ МПа. Площадь сечения бетона облоймы $A_b=2\cdot 890\cdot 60+2\cdot 510\cdot 60=1,68\cdot 10^5$ мм². Коэффициент условий работы бетона $m_b=0,35$ (без непосредственной передачи нагрузки на облойму).

Вблизи каждой грани устанавливаем три стержня $\varnothing 6$ (всего восемь стержней) из арматуры класса А240 и общая площадь продольной арматуры $A'_s = 226$ мм² (см. приложение В, табл. В.16). Поперечную арматуру $\varnothing 6$ ($A_s=28,3$ мм² по табл. В.16) класса А240 устанавливаем с максимально допустимым шагом 150 мм (см. рис. 23). Процент поперечного армирования определяем по формуле:

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbs} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 28,3 \cdot (770+510)}{770 \cdot 510 \cdot 150} \cdot 100 = 0,123 \%,$$

где $h=770$ мм и $b=510$ мм – размеры сторон усиливаемого элемента.

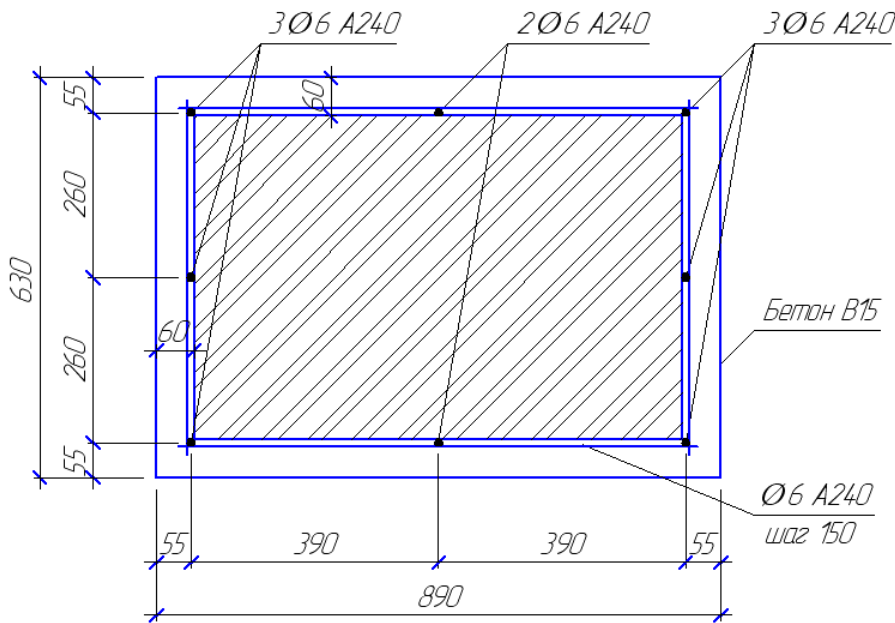


Рис. 23. Схема усиление кирпичного столба железобетонной облоймой

Расчетное сопротивление продольной сжатой арматуры R_{sc} и поперечной арматуры R_{sw} , применяемых при устройстве облойм, принимаются по табл. 10 [9] (п. 5.39 [9]): $R_{sc}=43$ МПа (без непосредственной передачи нагрузки на облойму) и $R_{sw}=150$ МПа (см. приложение В, табл. В.17).

Коэффициент продольного изгиба $\varphi=0,939$ принимаем по табл. 19 [8] как для кирпичной кладки при ширине сечения с учетом облоймы, то есть при

$$\lambda_b = \frac{l_0}{b_1} = \frac{4800}{630} = 7,62 \text{ и } \alpha=1200.$$

Коэффициенты $\psi=1$ и $\eta=1$ при центральном сжатии.

Коэффициент условий работы кладки $m_k=1$ для кладки без повреждений.

Из расчета центрально-сжатого неармированного элемента: $m_g=1$, $R=1,5$ МПа, $A=3,927 \cdot 10^5$ мм².

Расчетная несущая способность усиленного элемента

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,939 \cdot \left[\left(1 \cdot 1 \cdot 1,5 + 1 \cdot \frac{3 \cdot 0,123}{1 + 0,123} \cdot \frac{150}{100} \right) \cdot 3,927 \cdot 10^5 + 0,35 \cdot 8,5 \cdot 1,68 \cdot 10^5 + 43 \cdot 226 \right] =$$

$$= 1213 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1213 \text{ кН}$$

9. Внецентренно сжатый элемент, усиленный железобетонной облоймой, при $e_0=0,17h$

При эксцентриситетах продольной силы, не выходящих за пределы ядра сечения, расчет производится по указаниям п. 5.38 [9] при $\varphi=\varphi_1$:

$$N_{ult} = \psi \varphi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A + m_b R_b A_b + R_{sc} A'_s \right].$$

Из расчета внецентренно сжатого неармированного элемента: $m_g=1$, $R=1,5$ МПа, $A=3,927 \cdot 10^5$ мм².

Из предыдущего расчета: $m_k=1$, $\mu=0,123$ %, $R_{sw}=150$ МПа, $R_{sc}=43$ МПа, $A'_s = 226$ мм², $m_b=0,35$, $R_b=8,5$ МПа, $A_b=1,68 \cdot 10^5$ мм².

Определяем значение коэффициента продольного изгиба $\varphi=0,978$ для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента по табл. 19 [8] как для кирпичной кладки при высоте сечения с учетом облоймы, то есть при

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h_1} = \frac{4800}{890} = 5,39 \text{ и } \alpha=1200.$$

Высота сжатой части прямоугольного сечения столба с учетом облоймы в плоскости действия изгибающего момента определяется по формуле:

$$h_c = h_1 - 2e_0 = h_1 \cdot (1 - 2 \cdot 0,17) = 890 \cdot (1 - 2 \cdot 0,17) = 587,4 \text{ мм}.$$

Определяем значение коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения столба с учетом облоймы $\varphi_c=0,929$ по табл. 19 [8] при

$$\lambda_{h_c} = \frac{H}{h_c} = \frac{4800}{587,4} = 8,17 \text{ и } \alpha=1200.$$

$$\text{Тогда } \varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,978 + 0,929}{2} = 0,954.$$

Коэффициенты ψ и η при внецентренном сжатии определяем по формулам:

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 0,17h}{h} = 0,66,$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 0,17h}{h} = 0,32.$$

Расчетная несущая способность усиленного элемента

$$N_{ult} = 0,66 \cdot 0,954 \cdot \left[\left(1 \cdot 1 \cdot 1,5 + 0,32 \cdot \frac{3 \cdot 0,123}{1 + 0,123} \cdot \frac{150}{100} \right) \cdot 3,927 \cdot 10^5 + 0,35 \cdot 8,5 \cdot 1,68 \cdot 10^5 + 43 \cdot 226 \right] =$$

$$= 731 \cdot 10^3 \text{ Н} = 731 \text{ кН}$$

8. Центральнo-сжатый элемент, усиленный армированной растворной облоймой ($e_0=0$)

Расчет производим по указаниям п. 5.38 [9]:

$$N_{ult} = \psi \varphi \left(m_g m_k R + \eta \frac{2,8\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A.$$

Принимаем минимально допустимую толщину облоймы 30 мм из раствора марки 50.

Из расчета центрально-сжатого неармированного элемента: $\varphi=0,907$, $m_g=1$, $R=1,5$ МПа, $A=3,927 \cdot 10^5 \text{ мм}^2$.

Поперечную арматуру $\text{Ø}6$ класса А240 устанавливаем с максимально допустимым шагом 150 мм как и в железобетонной облойме (см. рис. 24). Тогда процент поперечного армирования $\mu=0,123$ %. Расчетное сопротивление поперечной арматуры $R_{sw}=150$ МПа принимаем по табл. 10 [9] (п. 5.39 [9]).

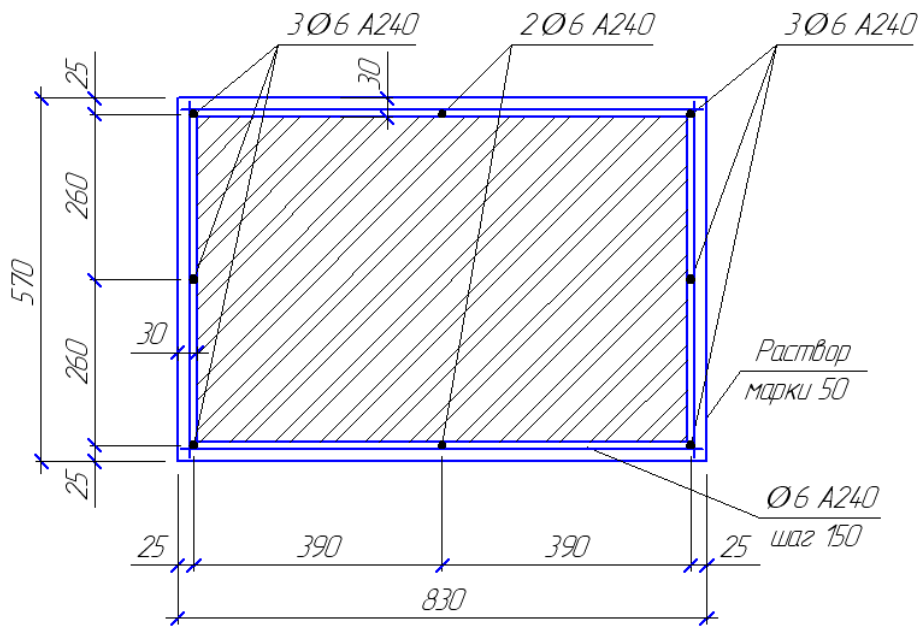


Рис. 24. Схема усиление кирпичного столба армированной штукатуркой

Коэффициенты $\psi=1$ и $\eta=1$ при центральном сжатии.

Коэффициент условий работы кладки $m_k=1$ для кладки без повреждений.

Расчетная несущая способность усиленного элемента

$$N_{ult} = 1 \cdot 0,907 \cdot \left(1 \cdot 1 \cdot 1,5 + 1 \cdot \frac{2,8 \cdot 0,123}{1 + 2 \cdot 0,123} \cdot \frac{150}{100} \right) \cdot 3,927 \cdot 10^5 = 682 \cdot 10^3 \text{ Н} = 682 \text{ кН}$$

9. Внецентренно сжатый элемент, усиленный армированной рас- творной облоймой, при $e_0=0,17h$

При эксцентриситетах продольной силы, не выходящих за пределы ядра сечения, расчет производится по указаниям п. 5.38 [9]:

$$N_{ult} = \psi \varphi \left(m_g m_k R + \eta \frac{2,8\mu}{1+2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A.$$

Из расчета внецентренно сжатого неармированного элемента при $e_0=0,17h$: $\varphi=\varphi_1=0,935$, $m_g=1$, $R=1,5$ МПа, $A=3,927 \cdot 10^5$ мм²

Из предыдущего расчета: $m_k=1$, $R_{sw}=150$ МПа.

Для того, чтобы несущая способность усиленного элемента, вычисленная по формуле 73 [9], оказалась больше несущей способности неармированного элемента, увеличим диаметр поперечной арматуры класса А240 до 8 мм ($A_s=50,3$ мм² по табл. В.16) и уменьшим ее шаг до 100 мм. Тогда процент поперечного армирования

$$\mu = \frac{2A_s(h+b)}{hbs} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 50,3 \cdot (770+510)}{770 \cdot 510 \cdot 100} \cdot 100 = 0,328 \%,$$

Коэффициенты ψ и η при внецентренном сжатии определяем по формулам:

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 0,17h}{h} = 0,66,$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 0,17h}{h} = 0,32.$$

Расчетная несущая способность усиленного элемента

$$N_{ult} = 0,66 \cdot 0,935 \cdot \left(1 \cdot 1 \cdot 1,5 + 0,32 \cdot \frac{2,8 \cdot 0,328}{1+2 \cdot 0,328} \cdot \frac{150}{100} \right) \cdot 3,927 \cdot 10^5 = 428 \cdot 10^3 \text{ Н} = 428 \text{ кН}$$

10. Строим график зависимости несущей способности от величины эксцентриситета e_0 (рис. 25).

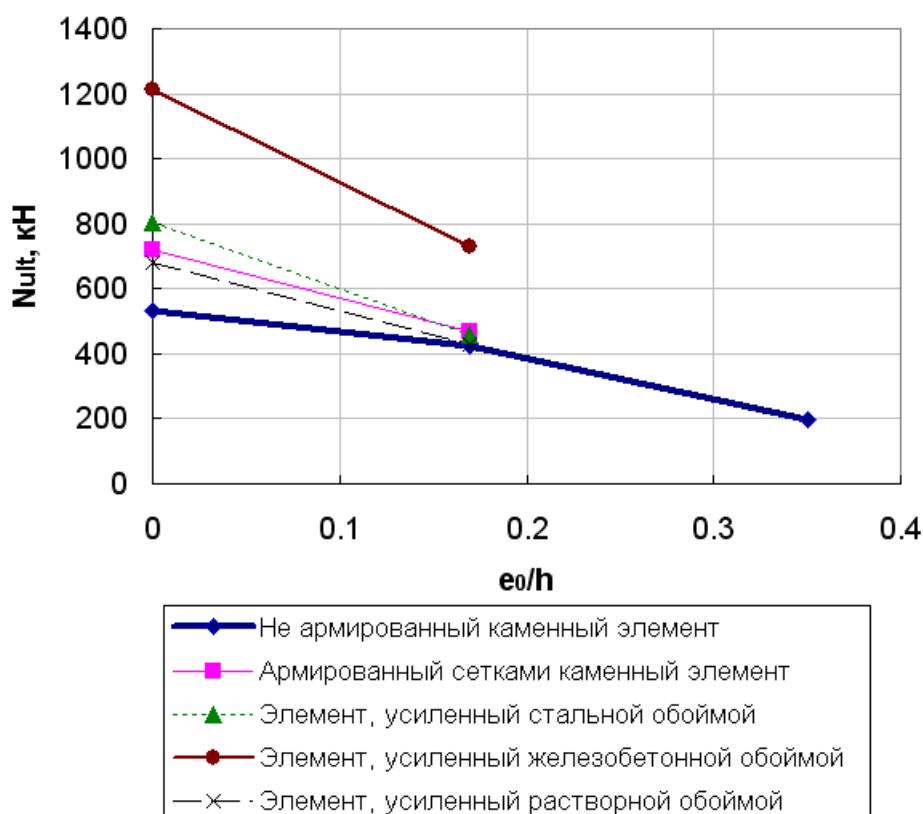


Рис. 25. График зависимости несущей способности от величины эксцентриситета

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: 2015.
2. Расчет железобетонных конструкций без предварительно напряженной арматуры. Методическое пособие к СП 63.13330.2012. М.: 2015.
3. СП 297.1325800.2017. Конструкции фибробетонные с неметаллической фиброй. Правила проектирования. М.: 2017.
4. Проектирование железобетонных конструкций с применением сварных сеток и каркасов заводского изготовления. Методическое пособие. М.: 2016.
5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. М.: ООО"БАСТЕТ", 2009. – 768 с.

6. Улицкий И.И., Ривкин С.А., Самолетов М.В., Дыховичный А.А., Френкель М.М., Кретов В.И. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование). Изд. третье, Киев, 1972. – 992 с.
7. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1975. – 193 с.
8. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*. М.: 2012
9. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81). М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 152 с.
10. Ламзин Д.А. Рекомендации по изучению дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции». Н. Новгород: ННГАСУ, 2018. – 51 с.
11. Молев И.В. Задачи и справочные материалы к практическим занятиям по железобетонным конструкциям. Н. Новгород: ННГАСУ, 2010. – 48 с.
12. Молев И.В. Железобетонное монолитное ребристое покрытие с балочными плитами. Компонировка, расчет и конструирование элементов перекрытия в курсовой работе. Н. Новгород: ННГАСУ, 2006. – 49 с.
13. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). М.: ЦИТП, 1989. – 192 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

ТАБЛИЦЫ ИСХОДНЫХ ДАННЫХ К ЗАДАЧАМ 1 – 11

Таблица А.1.

Исходные данные к задаче 1

№ варианта	Геометрические параметры сечения, мм		Бетон тяжелый класса	Арматура	
	b	h		сечение	класс
1	200	450	B15	2Ø20	A400
2	200	400	B15	2Ø18	A400
3	250	450	B20	2Ø25	A400
4	250	550	B15	2Ø25	A400
5	250	550	B15	2Ø22	A400
6	200	450	B25	2Ø22	A500
7	250	550	B20	2Ø28	A500
8	220	400	B30	2Ø20	A600
9	220	400	B15	2Ø22	A400
10	250	550	B20	2Ø28	A400
11	200	450	B15	2Ø22	A400
12	220	450	B20	2Ø22	A500
13	250	550	B20	2Ø28	A400
14	220	400	B15	2Ø18	A400
15	200	450	B20	2Ø20	A500
16	220	400	B15	2Ø20	A400
17	220	500	B15	2Ø20	A400
18	220	400	B15	2Ø20	A500
19	200	500	B15	2Ø22	A400
20	200	450	B20	2Ø20	A400
21	200	400	B15	2Ø20	A400
22	200	400	B20	2Ø20	A500
23	220	400	B20	2Ø20	A600
24	220	450	B15	2Ø22	A500
25	220	400	B20	2Ø20	A400
26	250	550	B15	2Ø28	A400
27	250	450	B15	2Ø25	A400
28	200	400	B20	2Ø22	A400
29	220	500	B15	2Ø22	A400
30	250	550	B20	2Ø28	A500

Таблица А.2. Исходные данные к задаче 2

№ варианта	Геометрические параметры сечения, мм		Фибробетон тяжелый		Арматура	
	<i>b</i>	<i>h</i>	класса по прочности на сжатие	класса по остаточной прочности на растяжение	сечение	класс
1	220	450	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 6a$	4Ø16	A400
2	220	450	$B_f 20$	$B_{f\bar{3}} 5b$	4Ø16	A400
3	220	500	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 4a$	4Ø18	A400
4	220	500	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 4,5c$	4Ø16	A400
5	220	550	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 5,5d$	4Ø18	A400
6	220	550	$B_f 20$	$B_{f\bar{3}} 4e$	4Ø16	A400
7	220	550	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 6d$	4Ø20	A400
8	250	500	$B_f 20$	$B_{f\bar{3}} 5,5c$	4Ø16	A400
9	250	500	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 3,5a$	4Ø18	A400
10	250	500	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 7b$	4Ø20	A400
11	250	550	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 6,5e$	4Ø16	A500
12	250	550	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 6,5a$	4Ø18	A400
13	250	550	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 6c$	4Ø20	A400
14	250	550	$B_f 20$	$B_{f\bar{3}} 6e$	4Ø16	A400
15	250	600	$B_f 20$	$B_{f\bar{3}} 5,5a$	4Ø16	A500
16	250	600	$B_f 20$	$B_{f\bar{3}} 3a$	4Ø18	A400
17	250	600	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 3c$	4Ø20	A400
18	250	600	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 6,5b$	4Ø22	A400
19	300	600	$B_f 20$	$B_{f\bar{3}} 6a$	4Ø20	A400
20	300	600	$B_f 15$	$B_{f\bar{3}} 3b$	4Ø16	A400
21	300	600	$B_f 20$	$B_{f\bar{3}} 7e$	4Ø18	A400
22	220	550	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 5,5b$	4Ø16	A500
23	220	500	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 5a$	4Ø20	A500
24	220	550	$B_f 20$	$B_{f\bar{3}} 3d$	4Ø22	A400
25	250	500	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 6b$	4Ø25	A400
26	250	550	$B_f 15$	$B_{f\bar{3}} 6,5e$	4Ø20	A400
27	250	500	$B_f 20$	$B_{f\bar{3}} 5,5b$	4Ø22	A400
28	250	550	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 3,5d$	4Ø22	A500
29	250	500	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 5a$	4Ø16	A500
30	220	550	$B_f 25$	$B_{f\bar{3}} 6,5d$	4Ø16	A500

Таблица А.3

Исходные данные для задачи 3

№ варианта	M, кН·м	Размеры сечения, мм		Бетон тяжелый класс	Арматура класса
		<i>b</i>	<i>h</i>		
1	755	350	800	B15	A400
2	136	200	450	B20	A500
3	425	300	550	B20	A400
4	382	300	600	B15	A400
5	160	200	400	B25	A600
6	195	220	450	B20	A400
7	670	350	700	B15	A400
8	210	250	500	B15	A400
9	268	300	500	B15	A400
10	210	250	450	B20	A500
11	1270	400	800	B20	A500
12	195	250	500	B15	A400
13	533	350	700	B15	A400
14	105	200	350	B15	A400
15	255	250	450	B20	A500
16	377	250	550	B20	A400
17	235	250	550	B15	A400
18	1125	400	900	B20	A400
19	196	200	450	B25	A500
20	990	400	700	B20	A500
21	305	220	500	B25	A400
22	280	250	600	B15	A400
23	835	400	800	B15	A400
24	270	220	450	B25	A600
25	820	300	700	B25	A500
26	450	350	600	B15	A400
27	281	220	500	B25	A400
28	135	200	400	B20	A400
29	536	300	700	B15	A400
30	598	300	600	B25	A400

Таблица А.4

Исходные данные для задачи 4

№ вари- анта	№ рас- чет- ной схемы балки	Пролет балки l , м	Нагрузка			Бетон тя- желый класса	Арматура класса
			q , кН/м	F , кН	M , кН·м		
1	1	6	75	-	-	B25	A500
2	2	5.6	-	135	-	B15	A400
3	3	6.9	-	200	-	B20	A400
4	4	7.2	-	250	-	B20	A400
5	5	6.5	25	65	-	B15	A400
6	6	5.4	-	-	255	B20	A500
7	3	6.6	-	150	-	B15	A400
8	2	6.6	-	420	-	B20	A500
9	4	5.6	-	60	-	B15	A500
10	3	6	-	220	-	B25	A500
11	4	4.5	-	50	-	B15	A400
12	3	4.5	-	70	-	B15	A500
13	2	4.4	-	55	-	B15	A500
14	2	4.4	-	75	-	B15	A400
15	1	6.4	130	-	-	B20	A400
16	5	5.6	45	40	-	B15	A400
17	3	5.1	-	120	-	B15	A500
18	2	5	-	280	-	B25	A400
19	3	6.3	-	125	-	B20	A400
20	4	4.8	-	45	-	B15	A400
21	6	4.8	-	-	185	B15	A400
22	4	7.2	-	175	-	B25	A400
23	1	5.2	50	-	-	B15	A400
24	2	5.8	-	170	-	B15	A400
25	1	4.8	65	-	-	B15	A400
26	1	6.2	85	-	-	B15	A400
27	3	5.7	-	500	-	B25	A400
28	4	4.8	-	140	-	B20	A400
29	5	6.3	20	80	-	B20	A500
30	2	6	-	300	-	B25	A600

Таблица А.5.

Исходные данные к задаче 5

№ варианта	M, кН·м	Геометрические параметры сечения, мм				Бетон тяжелый класса	Арматура	
		b	h	b'_f	h'_f		сечение	класс
1	140	250	500	600	60	B25	4Ø16	A500
2	215	250	500	450	80	B20	4Ø25	A500
3	150	220	550	900	80	B15	4Ø18	A400
4	105	200	400	300	80	B15	4Ø22	A400
5	492	350	700	600	100	B15	6Ø22	A400
6	463	400	800	700	100	B20	6Ø20	A400
7	385	220	450	2000	80	B20	4Ø28	A400
8	130	250	500	700	100	B25	4Ø20	A500
9	185	200	500	400	70	B20	4Ø25	A400
10	660	300	700	550	120	B20	6Ø25	A400
11	360	300	600	500	120	B25	6Ø20	A400
12	315	300	800	600	120	B20	4Ø22	A500
13	875	400	900	700	120	B15	8Ø25	A400
14	105	220	450	800	80	B25	4Ø18	A600
15	196	250	600	450	100	B15	4Ø20	A400
16	920	400	900	750	120	B20	6Ø28	A400
17	265	350	800	660	100	B15	6Ø28	A400
18	200	300	600	600	100	B25	4Ø20	A600
19	185	200	500	1200	70	B15	4Ø20	A400
20	302	250	550	1600	80	B25	4Ø25	A500
21	188	300	600	500	120	B20	6Ø16	A500
22	600	300	800	600	120	B20	6Ø28	A400
23	595	400	900	750	120	B25	8Ø20	A500
24	430	350	800	650	100	B25	6Ø22	A600
25	395	200	500	1700	60	B25	4Ø28	A400
26	290	250	550	1600	90	B20	4Ø22	A400
27	262	250	500	400	80	B25	4Ø28	A500
28	1195	400	800	700	100	B25	8Ø28	A400
29	527	300	700	1200	90	B20	6Ø25	A400
30	380	250	600	500	120	B20	4Ø28	A500

Таблица А.6

Исходные данные для задачи 6

№ варианта	M, кН·м	Геометрические параметры сечения, мм				Бетон тяжелый класса	Арматура класса
		b	h	b'_f	h'_f		
1	350	350	800	1700	90	B15	A400
2	450	400	800	700	100	B20	A500
3	145	250	600	1900	80	B15	A400
4	335	300	700	550	120	B20	A400
5	530	350	800	650	100	B15	A500
6	930	400	800	600	140	B20	A600
7	450	350	700	600	100	B20	A500
8	230	250	600	500	120	B20	A600
9	245	250	550	400	80	B20	A400
10	160	220	450	2000	80	B20	A400
11	110	200	450	400	60	B15	A400
12	230	300	600	450	80	B25	A500
13	360	300	600	500	100	B20	A400
14	815	400	900	700	120	B15	A400
15	650	300	700	600	80	B25	A400
16	305	300	700	1800	80	B25	A400
17	80	200	400	1800	80	B15	A400
18	210	250	550	450	120	B15	A400
19	125	300	600	500	100	B20	A500
20	195	220	450	450	80	B20	A400
21	265	350	800	650	100	B15	A400
22	290	400	900	700	120	B15	A400
23	1030	400	900	750	120	B20	A500
24	600	300	700	550	120	B20	A500
25	620	300	800	800	120	B15	A600
26	470	350	800	550	100	B15	A500
27	340	200	500	1700	60	B15	A500
28	60	200	400	300	70	B15	A400
29	455	300	700	500	100	B20	A500
30	300	250	500	1900	80	B25	A600

Таблица А.7.

Исходные данные для задачи 7

№ варианта	Геом. длина колонн l , м	Коэф. при ведении расч. длины μ	Размеры сечения, мм		Расчетные усилия			Бетон тяжелый класса	Арматура класса
			b	h	От всех нагрузок		Коэффициент доли пост. и длительн. нагр. $k_N = k_M$		
					N_v кН	M_v , кН·м			
1	6	1.2	450	450	2500	0	0.85	B25	A400
2	5.6	1	350	350	1300	12	0.7	B20	A400
3	7.5	0.8	500	500	3000	26	0.95	B25	A400
4	7	0.8	400	400	1700	15	0.75	B15	A400
5	4	1.2	550	550	3100	24	1	B20	A500
6	3.8	1.5	300	300	1300	0	0.9	B20	A500
7	6	1.5	600	600	6100	47	0.8	B30	A500
8	5	0.7	350	350	2600	16	1	B35	A400
9	4	1.2	400	400	2000	19	0.9	B20	A500
10	9	0.8	500	500	5200	31	1	B35	A500
11	6	1	400	400	2700	20	0.7	B30	A400
12	6	1.2	400	400	3500	35	0.85	B35	A400
13	5	0.9	300	300	1600	12	0.9	B25	A600
14	6	1.2	450	450	1900	20	0.85	B15	A400
15	7.5	1.2	600	600	3700	38	0.7	B15	A400
16	5	1.2	350	350	2100	20	0.6	B25	A400
17	6.5	0.8	400	400	2200	24	0.9	B25	A600
18	5.5	1.5	550	550	3000	36	0.7	B15	A400
19	4.9	1	350	350	2500	0	0.85	B30	A500
20	6	1.2	600	600	5200	60	0.75	B25	A400
21	4	1.5	500	500	2300	25	0.95	B15	A400
22	7	0.9	450	450	3600	40	0.7	B30	A400
23	5.3	0.8	350	350	1500	0	0.9	B15	A400
24	5	1.5	500	500	4200	44	0.8	B30	A600
25	3	1.2	300	300	1200	0	0.8	B15	A400
26	9	0.7	600	600	4000	60	0.65	B20	A500
27	6.6	1	550	550	5600	90	1	B30	A500
28	4.8	1.2	300	300	1800	0	0.8	B30	A400
29	5	1.5	450	450	2500	25	0.7	B20	A500
30	6.6	1	550	550	4800	30	0.65	B25	A500

Таблица А.8.

Исходные данные для задачи 8

№ варианта	Расчетные усилия				Размеры сечения,		Расчетные длины		Бетон тяжелый класса	Арматура класса
	M, кН·м	M _l , кН·м	N, кН	N _l , кН	b, мм	h, мм	в плоскости момента l ₀ , м	из плоскости момента l ₀₁ , м		
1	180	130	420	310	400	500	7,9	7,9	B15	A400
2	145	45	420	135	300	400	5,8	5,8	B15	A400
3	250	75	490	115	400	500	9,2	6,9	B15	A400
4	215	160	420	240	400	600	7,9	7,9	B15	A400
5	370	120	900	390	400	700	13,6	7,7	B15	A400
6	230	80	690	160	400	600	10,8	10,8	B25	A400
7	280	120	760	240	400	600	7,2	7,2	B25	A400
8	390	130	1100	260	400	800	12,4	7,4	B20	A400
9	160	60	480	120	400	500	9	7,7	B15	A400
10	520	190	1700	680	500	800	16,8	9,8	B25	A400
11	250	75	480	150	400	600	7,8	7,8	B20	A400
12	220	80	660	160	400	600	7,5	7,5	B20	A400
13	245	70	650	140	400	600	9,5	6,9	B20	A400
14	270	90	780	260	400	500	7,4	7,4	B20	A400
15	280	130	960	350	400	700	10,8	7,7	B20	A400
16	200	70	560	140	400	500	5,6	5,6	B20	A400
17	230	60	540	120	350	600	7,8	6,8	B20	A400
18	210	90	580	140	400	500	8,2	7,5	B15	A400
19	280	80	700	160	300	600	7,8	5,9	B25	A400
20	250	100	550	200	350	600	7,2	6,9	B20	A400
21	480	170	1600	550	500	800	16,4	9,4	B25	A400
22	380	260	440	310	400	700	13,2	7,6	B25	A500
23	169	61	340	120	400	600	9,8	7,6	B15	A400
24	380	180	900	420	400	800	14,2	8	B15	A400
25	195	60	380	170	400	600	11,8	7,6	B15	A500
26	200	15	450	300	400	500	8,0	8,0	B20	A400
27	170	60	420	100	300	400	6,0	6,0	B20	A400
28	260	200	460	280	400	600	7,5	7,5	B15	A400
29	300	14	780	260	400	600	7,0	7,0	B25	A400
30	250	120	610	190	400	600	5,0	5,0	B20	A400

Таблица А.9.

Исходные данные для задачи 9

№ варианта	Ширина помещения B , м	Длина помещения L , м	Полная нагрузка с учетом собственного веса перекрытия q , кН/м ²	Бетон тяжелый класса	Арматура класса
1	6,0	10,8	16,6	B20	A400
2	7,0	12,6	13,9	B20	A400
3	5,5	11,4	21,6	B25	A400
4	5,0	13,2	14,0	B20	A400
5	5,8	10,2	15,5	B20	A400
6	5,5	10,2	19,6	B20	A400
7	5,5	10,8	18,3	B15	A400
8	5,0	10,2	15,4	B15	A400
9	5,2	10,80	17,0	B15	A400
10	5,8	11,4	11,5	B15	A400
11	5,0	12,6	14,7	B20	A400
12	5,0	12	17,7	B25	A400
13	5,6	10,2	16,7	B20	A400
14	5,7	10,2	12,2	B15	A400
15	6,1	10,2	16,3	B20	A400
16	7,2	15,6	10,7	B15	A400
17	5,1	10,2	18,9	B20	A400
18	5,7	10,2	13,9	B15	A400
19	6,0	13,2	13,1	B15	A400
20	7,1	14,4	12,4	B20	A400
21	5,9	10,8	20,2	B25	A400
22	5,3	12	18,6	B15	A400
23	5,9	10,2	15,2	B15	A400
24	5,2	11,4	12,8	B15	A400
25	6,9	15	12,2	B20	A400
26	5,4	10,2	13,5	B15	A400
27	6,1	10,8	21,4	B25	A400
28	5,8	10,2	15,5	B20	A400
29	5,5	11,4	13,9	B20	A400
30	7,0	14,4	13,0	B25	A400

Таблица А.10.

Исходные данные для задачи 10

№ варианта	l_1 , м	l_2 , м	q , кН/м ²	Бетон тяжелый класса	Арматура класса
1	5,0	5,5	25	B15	A400
2	5,0	5,3	38	B15	A400
3	5,0	5,2	30	B15	A400
4	5,1	5,5	20	B20	A400
5	4,8	5,0	28	B20	A400
6	4,2	4,8	30	B15	A400
7	4,7	5,2	40	B15	A400
8	4,0	4,5	20	B20	A400
9	5,2	5,8	27	B20	A400
10	5,1	5,6	23	B15	A400
11	4,5	5,0	18	B15	A400
12	4,9	5,2	32	B20	A400
13	4,0	4,6	20	B15	A400
14	4,0	4,4	21	B15	A400
15	5,1	5,7	29	B20	A400
16	4,1	4,8	22	B15	A400
17	4,7	5,1	24	B20	A400
18	4,7	5,3	26	B15	A400
19	4,6	5,2	23	B20	A400
20	4,4	4,9	23	B20	A400
21	4,3	4,8	30	B15	A400
22	4,2	4,7	28	B15	A400
23	4,0	4,6	30	B20	A400
24	4,9	5,3	24	B20	A400
25	5,0	5,4	20	B15	A400
26	5,2	5,8	35	B15	A400
27	4,7	5,3	28	B15	A400
28	4,5	5,1	25	B20	A400
29	4,5	5,2	30	B15	A400
30	4,0	4,7	18	B15	A400

Таблица А.11.

Исходные данные для задачи 11

№ вар.	Размеры столба $b \times h$, мм	Материалы		$H=l_0$, м	Сетки из арматуры	Арматура при устройстве обойм
		кирпич	Марка раствора			
1	380×640	Керамические камни марки 100	50	6	Ø5 В500	Ø6 А240
2	380×640	Силикатный кирпич марки 200	100	5,1	Ø5 В500	Ø6 А240
3	380×510	Керамические камни марки 125	75	4,3	Ø5 В500	Ø6 А240
4	640×770	Керамический кирпич полусухого прессования марки 75	50	8,2	Ø3 В500	Ø6 А240
5	510×770	Керамический кирпич пластического прессования марки 125	75	6,9	Ø4 В500	Ø6 А240
6	510×770	Силикатный кирпич марки 125	75	5,5	Ø5 В500	Ø6 А240
7	770×900	Керамические камни марки 100	50	10,5	Ø4 В500	Ø6 А240
8	510×640	Керамический кирпич полусухого прессования марки 100	50	4,8	Ø3В500	Ø6 А240
9	640×770	Керамические камни марки 125	50	6	Ø5 В500	Ø6 А240
10	510×770	Керамический кирпич пластического прессования марки 125	50	4,4	Ø4 В500	Ø6 А240
11	380×510	Керамический кирпич полусухого прессования марки 125	50	6	Ø3 В500	Ø6 А240
12	640×900	Керамический кирпич пластического прессования марки 100	75	7,2	Ø4 В500	Ø6 А240
13	640×770	Керамический кирпич полусухого прессования марки 100	50	5,4	Ø5 В500	Ø6 А240
14	510×1030	Силикатный кирпич марки 150	50	6,2	Ø5 В500	Ø6 А240
15	380×770	Керамический кирпич полусухого прессования марки	75	4,2	Ø4 В500	Ø6 А240

		125				
16	380×900	Керамический кирпич пластического прессования марки 100	50	5,6	Ø5 B500	Ø6 A240
17	510×640	Силикатный кирпич марки 125	75	5,2	Ø4 B500	Ø6 A240
18	380×640	Силикатный кирпич марки 150	50	4,2	Ø3 B500	Ø6 A240
19	640×770	Керамический кирпич полусухого прессования марки 125	50	7,2	Ø5 B500	Ø6 A240
20	380×900	Керамические камни марки 125	50	5	Ø5 B500	Ø6 A240
21	510×640	Силикатный кирпич марки 125	75	6,2	Ø3 B500	Ø6 A240
22	510×770	Силикатный кирпич марки 250	50	6,7	Ø4 B500	Ø6 A240
23	640×770	Силикатный кирпич марки 125	50	7,2	Ø5 B500	Ø6 A240
24	510×770	Керамические камни марки 100	50	4,8	Ø5 B500	Ø6 A240
25	380×770	Керамические камни марки 100	75	5,2	Ø3 B500	Ø6 A240
26	770×1030	Керамические камни марки 125	50	4,9	Ø5 B500	Ø6 A240
27	640×1030	Силикатный кирпич марки 150	75	5,8	Ø4 B500	Ø6 A240
28	900×1030	Керамический кирпич полусухого прессования марки 200	75	7,2	Ø5 B500	Ø6 A240
29	900×1160	Керамический кирпич пластического прессования марки 150	50	6,3	Ø4 B500	Ø6 A240
30	770×1160	Силикатный кирпич марки 150	50	7,6	Ø5 B500	Ø6 A240

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ ЧЕРТЕЖЕЙ-СХЕМ АРМИРОВАНИЯ

При проектировании железобетонных конструкций и элементов для обеспечения условий их изготовления, требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона необходимо выполнять конструктивные требования, изложенные в разделе 10 СП 63.13330.2012 [1] и разделе 5 Методического пособия [2]. В этих разделах рассматриваются вопросы: минимальные размеры сечений элементов, защитный слой бетона, минимальные расстояния между стержнями арматуры, анкеровка и соединения ненапрягаемой арматуры, продольное армирование элементов, поперечное армирование элементов и др. В настоящем приложении приведены только некоторые сведения, необходимые для выполнения конструирования в задачах, которые решаются на практических занятиях.

Б.1. Изгибаемые элементы

В каждой из задач требуется *обязательное выполнение* чертежа-схемы армирования поперечного сечения элемента.

При решении задач подразумевается, что рассчитываются сечения однопролетных балок, свободно лежащих на двух опорах (растянутая зона внизу сечения).

Армирование элементов выполняется сварными каркасами.

Рекомендуется принимать следующее число плоских сварных каркасов в поперечном сечении балки в зависимости от его ширины b :

при $b = 200...250$ мм – 2 каркаса;

при $b = 300$ мм – 2 или 3 каркаса (предпочтительнее 3 каркаса);

при $b = 350$ мм – 3 или 4 каркаса (предпочтительнее 3 каркаса);

при $b = 400$ мм – 3 или 4 каркаса (предпочтительнее 4 каркаса).

Каркасы конструируются с односторонним расположением на них рабочих стержней растянутой арматуры S в один или два ряда по высоте, два ряда по высоте предпочтительнее, поскольку позволяют в целях экономии арматуры обрывать стержни второго снизу ряда на приопорных участках в соответствии с уменьшением ординат эпюры изгибающих моментов.

Стержни продольной растянутой рабочей арматуры должны располагаться на каркасах *симметрично* относительно вертикальной плоскости симметрии поперечного сечения балки (симметрично относительно плоскости изгиба).

При подборе диаметров стержней продольной рабочей арматуры S не следует допускать неоправданного завышения фактически принимаемой площади сечения ее $A_{s,real}$ по сравнению с определенной по расчету площадью A_s . Желательно, чтобы $A_{s,real}$ не превышала более чем на 5% расчетную площадь A_s , при этом обязательно учитывается шаг сортамента арматуры.

Следует стремиться принимать в сечении все стержни продольной рабочей арматуры *одного диаметра*, но для выполнения требований экономичности допустимо использовать и *два разных диаметра*, избегая при этом чрезмерной разницы между ними.

Ориентировочно может быть допущена следующая наибольшая разница в диаметрах продольных стержней рабочей арматуры в сечении балок:

4 мм – при диаметрах до 20 мм включительно;

6 мм – при диаметрах 22...28 мм;

8 мм – при диаметрах более 28 мм.

При расположении рабочих стержней на сварных каркасах в два ряда по высоте стержни более крупного диаметра следует размещать в нижнем ряду, ближайшем к растянутой грани балки, чтобы увеличить рабочую высоту сечения и как следствие предельный изгибающий момент.

При размещении стержней двух разных диаметров на разных каркасах по ширине сечения балки должны выполняться требования *симметрии* относительно плоскости изгиба (вертикальной плоскости симметрии поперечного сечения) балки.

В отдельных случаях допускается также принимать на части каркасов сечения по одному стержню рабочей арматуры вместо двух, но при обязательном соблюдении симметрии расположения стержней. Так, например, при армировании сечения тремя плоскими сварными каркасами можно принять на крайних каркасах по два стержня, а на среднем - один, т. е. всего взять на сечение пять рабочих продольных стержней на трех каркасах.

При проектировании железобетонных конструкций необходимо соблюдать требования к толщине защитного слоя бетона (п. 10.3.2 [1] и п. 5.7 [2]), которую назначают с учетом роли арматуры в конструкциях (рабочая или конструктивная), типа конструкций (колонны, плиты, балки, элементы фундаментов, стены и т. п.), условий окружающей среды и диаметра арматуры. Минимальные значения толщины слоя бетона рабочей арматуры следует принимать по таблице Б.1. Для сборных элементов минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры, указанные в табл. Б.1, уменьшают на 5 мм. Для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры. Во всех случаях толщину защитного слоя бетона следует также принимать не менее диаметра стержня арматуры и не менее 10 мм.

Таблица Б.1. Минимальное значение толщины защитного слоя бетона
(табл. 10.1 [1] и табл. 5.1 [2])

№ п/п	Условия эксплуатации конструкций здания	Толщина защитного слоя бетона, мм, не менее
1.	В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности	20
2.	В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	25
3.	На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	30
4.	В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в фундаментах при наличии бетонной подготовки	40
5.	В монолитных фундаментах при отсутствии бетонной подготовки	70

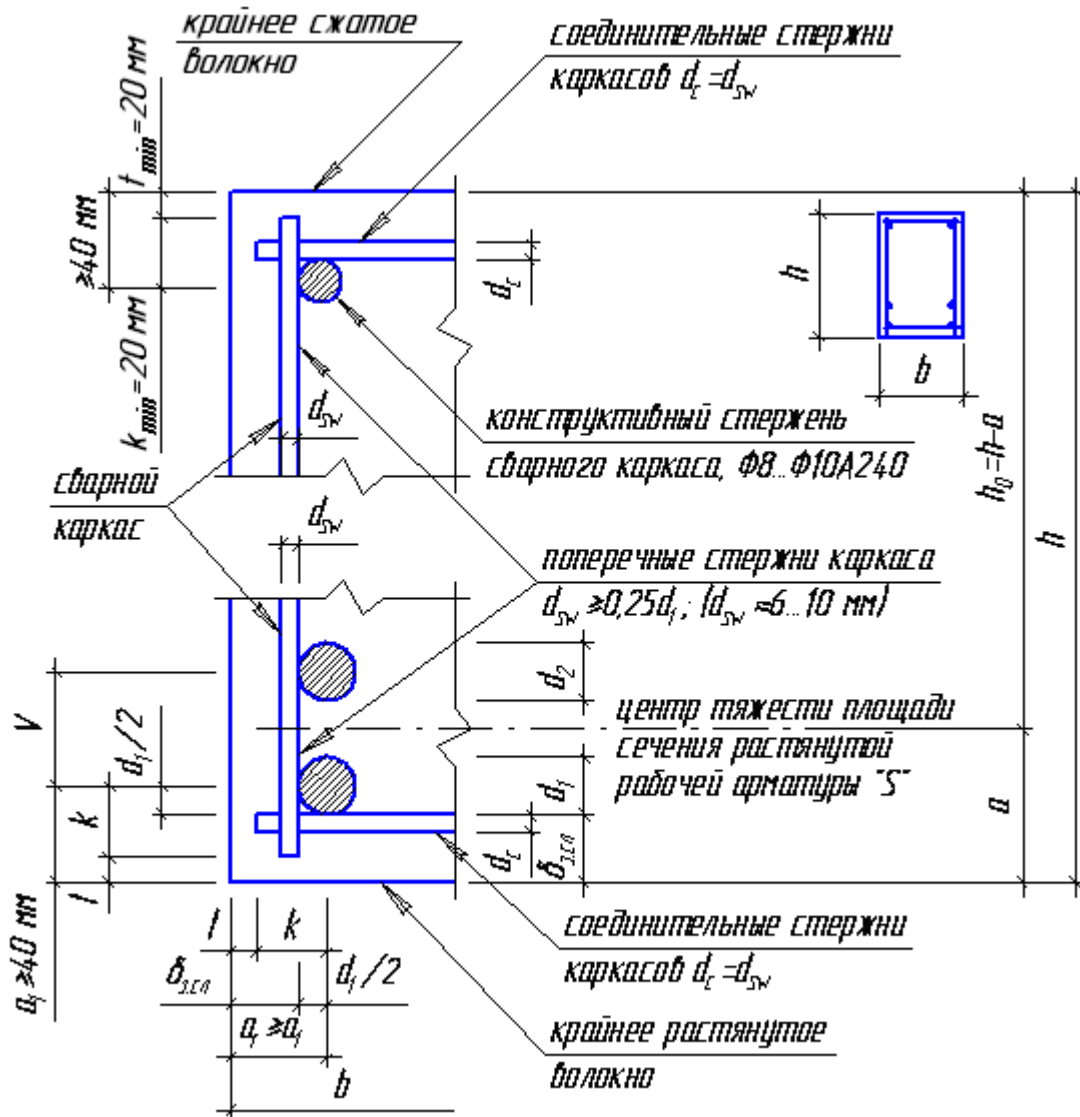


Рис. Б.1

Расстояния по вертикали между осями стержней продольной арматуры в каркасах и положение крайних каркасов по отношению к боковой поверхности балок устанавливаются на основании рис. Б.1, размеры a_1 , a_2 , V и a на котором

принимаются и вычисляются в соответствии с требованиями СП [1] и Методического пособия [2], приведенными ниже:

$\delta_{з.сл.}$ – толщина защитного слоя не менее d_1 и не менее $\delta_{з.сл., min}$, которая принимается по табл. Б1 в зависимости от типа конструкции и условий ее эксплуатации.

t – расстояние от торца поперечной арматуры до грани элемента. Эта арматура подбирается при расчете элемента по наклонному сечению на действие поперечных сил (в задачах этот расчет не производят), а ее диаметр $d_{sw} \geq 0,25d_1$. Таким образом, расстояние t принимается не менее d_{sw} и не менее $\delta_{з.сл., min}$.

k – размер выпуска поперечных стержней.

V – расстояние в осях между нижними и верхними продольными стержнями.

Величины k и V можно принять на основании табл. 41 Пособия [13]: $k \geq 20$ и $k \geq d_{sw}$, V в зависимости от d_1 .

a_1 – не менее $(t + k)$ и не менее $(\delta_{з.сл.} + d_1/2)$.

$a_r \geq a_1$; величины a_1 и a_r принимаются кратными 5 мм (с округлением в большую сторону).

a – расстояние от крайнего растянутого волокна балки до центра тяжести площади сечения растянутой рабочей арматуры S .

Для удобства принимаемые на чертеже-схеме армирования сечения величины размеров a_1 , a_r , V_{min} и a , удовлетворяющие вышеприведенным требованиям при условии эксплуатации конструкций в закрытых помещениях при нормальной влажности, приведены в таблице Б.2.

Расстояния по горизонтали между осями рабочих стержней нижнего ряда соседних плоских сварных каркасов на чертежах-схемах армирования сечений должны приниматься кратными 5 мм и быть практически одинаковыми при числе каркасов более двух.

Таблица Б.2

d_1 (мм)	a_1 (мм)	V_{min} (мм)	a (мм)	$a_r \geq a_1$ (мм)
------------	------------	----------------	----------	---------------------

до 10	40	40	60	≥ 40
12...18	40	50	65	≥ 40
20...25	40	60	70	≥ 40
28	45	70	80	≥ 45
32	50	70	85	≥ 50
36	55	80	95	≥ 55
40	60	80	100	≥ 60

Примечания:

1). Табличные значения a вычислены в предположении $d_1 = d_2$ и двухрядного расположения рабочих продольных стержней арматуры S на всех плоских сварных каркасах.

2). При проверке прочности сечения, когда $d_2 < d_1$ или отсутствуют растянутые рабочие стержни второго ряда на некоторых каркасах, можно также использовать значения a настоящей таблицы, что идет в некоторый запас фактической прочности сечения, поскольку в этом случае $h_{o,real} > h_0 = h - a_{(табл.)}$

В соответствии с указаниями п. 5.16 Методического пособия [2] для балок высотой $h > 700$ мм, в задачах на чертежах-схемах армирования сечений *на крайних каркасах посередине* расстояния между рабочим стержнем второго ряда и верхним конструктивным стержнем должны ставиться дополнительные конструктивные продольные стержни. Площадь сечения этих стержней должна составлять не менее 0,1 % площади сечения бетона, имеющего размер, равный по высоте элемента расстоянию между стержнями, по ширине – половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм. Поэтому диаметр стержней может быть принят равным диаметру верхних конструктивных стержней каркасов. Фактические расстояния на чертеже до оси дополнительного продольного стержня от оси рабочего стержня второго ряда и от оси верхнего конструктивного стержня каркаса должны приниматься кратными 5 мм, т.е. могут отличаться на 5 мм и быть не более 400 мм. Примеры установки таких стержней приведены на рис. Б.2, кроме того, на этом рисунке показаны варианты расположения стержней рабочей арматуры балки прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

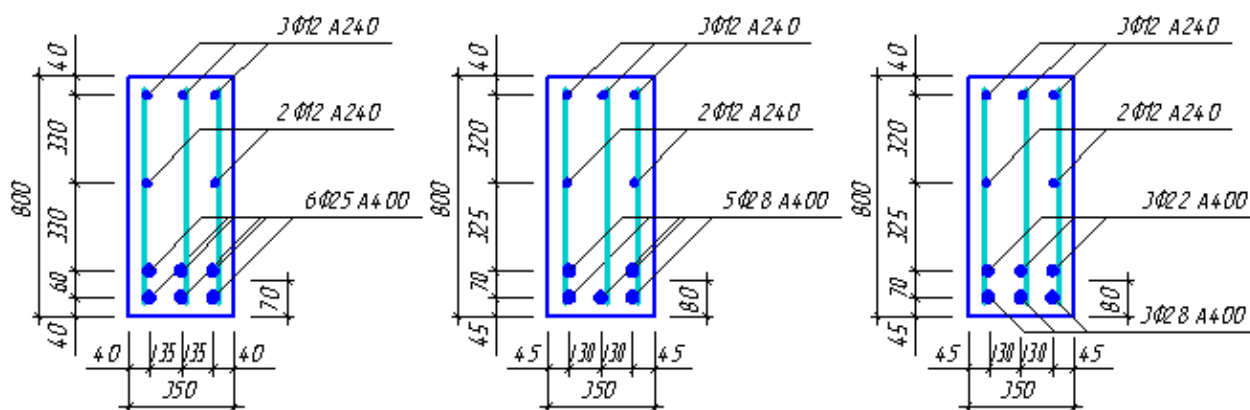


Рис. Б.2.

Б.2. Сжатые элементы

Сжатые элементы при армировании сварными каркасами, конструируются на основании данных, представленных на рис. Б.3, в пояснениях к нему и в таблице Б.3.

На чертеже-схеме армирования должны быть указаны:

- расстояния a и a' от граней колонны до центров продольных рабочих стержней;
- расстояния между осями продольных стержней;
- число, диаметры продольных стержней и класс их арматуры;
- принятый диаметр поперечных стержней из условия обеспечения доброкачественной сварки; класс поперечной арматуры (рекомендуется А240);
- шаг поперечных стержней по длине колонны.

Продольные рабочие стержни в поперечном сечении сжатого элемента размещают возможно ближе к его поверхности с соблюдением минимальной толщины защитного слоя.

$d_{sw} \geq 0.25d$ (из условий сварки); $d_{sw} = 6...10$ мм;

$\delta_{з.сл.}$ – не менее d и не менее $\delta_{з.сл., min}$;

t – не менее d_{sw} и не менее $\delta_{з.сл., min}$;

k – не менее 20 мм и не менее d_{sw} ;

a и a' – не менее $(t + k)$ и не менее $(\delta_{з.сл.} + d/2)$;

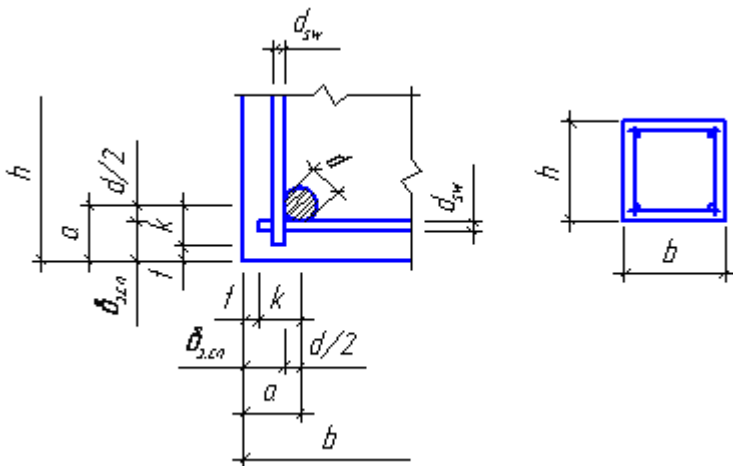
a и a' принимаются кратным 5 мм (с округлением в большую сторону).

Согласно п. 10.3.14 [1] и п. 5.23 [2] шаг хомутов $S_w \leq 15d$ и не более 500 мм (см. табл. Б.3). Если площадь сечения сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5 %, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более $10d$ и более 300 мм. Шаг S_w принимается кратным 50 мм с округлением в меньшую сторону.

Элементы, сжатые со случайным эксцентриситетом, целесообразно выполнять квадратного поперечного сечения, а внецентренно сжатые элементы с расчетным эксцентриситетом – прямоугольного поперечного сечения, развитого в плоскости действия момента.

В элементах, сжатых со случайным эксцентриситетом продольную арматуру располагают равномерно по контуру сечения. При числе продольных стержней равно 8, они ставятся в углах и по серединам всех сторон квадратного сечения. Во внецентренно сжатых элементах с расчетными эксцентриситетами продольные стержни размещают вблизи коротких граней поперечного сечения элемента: арматуру S с площадью сечения A_S у грани, более удаленной от сжимающей силы, а арматуру S' с площадью сечения A'_S у грани, расположенной ближе к продольной силе. Если площади сечения арматуры S и S' одинаковы, армирование называют симметричным; оно предпочтительнее, чем не симметричное армирование.

Таблица Б.3



d (мм)	a (мм)	d_{sw} (мм)	S_w (мм)
16	40	6	200
18	40	6	250
20...22	40	6	300
25	40	8	350
28	45	8	400
32	50	8	450
36	55	10	500
40	60	10	500

Рис. Б.3

Согласно указаниям п. 5.60 (5.23) [13] при армировании внецентренно сжатых элементов промежуточные продольные стержни крайних плоских сварных каркасов не реже чем через один и не реже чем через 400 мм по ширине грани элемента должны связываться с продольными стержнями, расположенными у противоположной грани, с помощью шпилек. Шпильки допускается не ставить при ширине данной грани элемента не более 500 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех. Шпильки допускается также не ставить у промежуточных стержней, отстоящих от угловых не далее чем на $15d_w$, независимо от ширины грани и числа стержней. При больших размерах сечения элемента рекомендуется устанавливать промежуточные плоские сварные сетки (см. рис. Б.4).

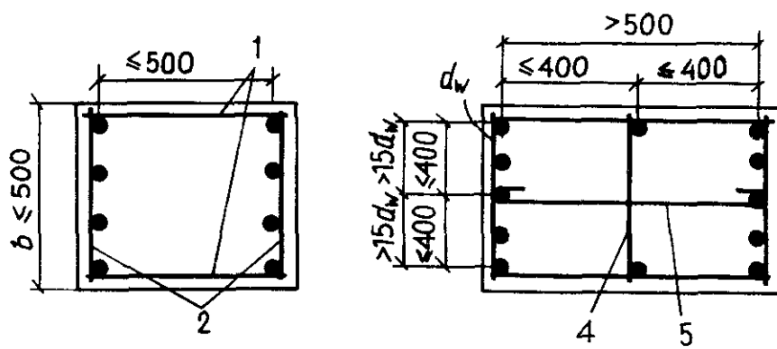


Рис. Б.4: 1 – соединительные стержни; 2 – плоские сварные каркасы;
4 – промежуточный плоский сварной каркас; 5 – шпилька

ПРИЛОЖЕНИЕ В

**СПРАВОЧНЫЕ МАТЕРИАЛЫ
ДЛЯ РЕШЕНИЯ ЗАДАЧ**

Класс арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа
A240	6–40	240
A400	6–40	400
A500	10–40	500
A600	10–40	600
A800	10–32	800
A1000	10–32	1000
B500	3–16	500
B _p 500	3–5	500
B _p 1200	8	1200
B _p 1300	7	1300
B _p 1400	4; 5; 6	1400
B _p 1500	3	1500
B _p 1600	3–5	1600
K1400	15	1400
K1500	6–18	1500
K1600	6; 9; 11; 12; 15	1600
K1700	6–9	1700

Таблица В.5. Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению R_S для предельных состояний первой группы (табл. 6.14 [1] и табл. 2.11 [2])

Класс арматуры	Значения расчетного сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A240	210	210
A400	350	350
A500	435	435(400)
A600	520	470(400)
A800	695	500(400)
A1000	870	500(400)
B500	435	415(380)
B _p 500	415	390(360)
B _p 1200	1050	500(400)
B _p 1300	1130	500(400)
B _p 1400	1215	500(400)
B _p 1500	1300	500(400)
B _p 1600	1390	500(400)
K1400	1215	500(400)
K1500	1300	500(400)
K1600	1390	500(400)
K1700	1475	500(400)

Примечание – Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.

Таблица В.6. Величины граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R и коэффициента α_R при непродолжительном действии нагрузки (табл. 3.3 [2])

Класс арматуры	A240	A400	A500	A500СП	A600	Ан600С	B500
Значение ξ_R	0,615	0,533	0,493	0,487	0,459	0,337	0,493
Значение α_R	0,426	0,391	0,372	0,368	0,354	0,280	0,372

Согласно п. 6.2.4 [1] и п. 2.2.3 [2] для железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры в качестве *устанавливаемой по расчету* арматуры следует преимущественно применять арматуру периодического профиля классов **A400** по ГОСТ 5781, **A500** по ГОСТ Р 52544, A500СП по ТУ 14-1-5526-2006, **A600** по ГОСТ 5781 и Ан600С по ТУ 14-1-5596-2010, а также арматуру классов **B500** по ГОСТ Р 52544 и **Bp500** по ГОСТ 6727 в сварных сетках и каркасах. Для поперечного и косвенного армирования следует преимущественно применять гладкую арматуру класса A240 по ГОСТ 5781 из стали марок СтЗсп и СтЗпс (с категориями нормируемых показателей не ниже 2 по ГОСТ 535), а также арматуру периодического профиля классов A400, A500, B500. Арматуру класса Bp500 рекомендуется применять в качестве конструктивной.

Согласно п. 8.1.17 [1] расчетную длину l_0 внецентренно сжатого элемента определяют как для элементов рамной конструкции с учетом ее деформированного состояния при наиболее невыгодном для данного элемента расположении нагрузки, принимая во внимание неупругие деформации материалов и наличие трещин.

Допускается расчетную длину l_0 элементов постоянного поперечного сечения по длине l при действии продольной силы принимать равной:

- а) для элементов с шарнирным опиранием на двух концах – $1,0l$;
- б) для элементов с жесткой заделкой (исключающей поворот опорного сечения) на одном конце и незакрепленным другим концом (консоль) – $2,0l$;
- в) для элементов с шарнирным несмещаемым опиранием на одном конце, а на другом конце:
 - с жесткой (без поворота) заделкой – $0,7l$;
 - с податливой (допускающей ограниченный поворот) заделкой – $0,9l$;
- г) для элементов с податливым шарнирным опиранием (допускающим ограниченное смещение опоры) на одном конце, а на другом конце:
 - с жесткой (без поворота) заделкой – $1,5l$;
 - с податливой (с ограниченным поворотом) заделкой – $2,0l$;
- д) для элементов с несмещаемыми заделками на двух концах:
 - жесткими (без поворота) – $0,5l$;
 - податливыми (с ограниченным поворотом) — $0,8l$;
- е) для элементов с ограниченно смещаемыми заделками на двух концах:
 - жесткими (без поворота) – $0,8l$;
 - податливыми (с ограниченным поворотом) – $1,2l$.

Таблица В.7. Значение коэффициента φ при длительном действии нагрузки (табл. 8.1 [1] и табл. 3.5 [2])

Класс бетона	φ при l_0/h , равном			
	6	10	15	20
В20 – В55	0,92	0,9	0,83	0,7
В60	0,91	0,89	0,80	0,65
В80	0,90	0,88	0,79	0,64

При кратковременном действии нагрузки значение φ определяют по линейному закону, принимая $\varphi = 0,9$ при $l_0/h=10$ и $\varphi = 0,85$ при $l_0/h=20$.

Согласно п. 10.3.6 [1] и п. 5.11 [2] в железобетонных элементах площадь сечения продольной растянутой арматуры, а также сжатой, если она требуется по расчету, в процентах от площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения либо ширины ребра таврового (двутавового) сечения на рабочую высоту сечения, $\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\%$ следует принимать не менее:

0,1 % – в изгибаемых, внецентренно растянутых элементах и внецентренно сжатых элементах при гибкости $l_0/i \leq 17$ (для прямоугольных сечений $l_0/h \leq 5$);

0,25 % – во внецентренно сжатых элементах при гибкости $l_0/i \geq 87$ (для прямоугольных сечений $l_0/h \geq 25$);

для промежуточных значений гибкости элементов значение μ_s определяют по интерполяции.

В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально-растянутых элементах минимальную площадь сечения всей продольной арматуры следует принимать вдвое больше указанных выше значений и относить ее к полной площади сечения бетона.

Таблица В.8. Минимальная высота сечений гибких ($l/h \geq 8$) балок (табл. 4.3 [4])

Тип балки и характер опирания	Вид бетона	
	тяжелый	легкий
Ригели и прогоны	(1/15)l	(1/12)l
Второстепенные балки	(1/20)l	(1/17)l
Балки часторебристые перекрытий:	(1/20)l	(1/17)l
при свободном опирании при упруго заделанных концах	(1/25)l	(1/20)l

Таблица В.9. Минимальные значения толщины плит перекрытий в зданиях
(табл. 4.7 [4])

Типы плит и характер опирания	Вид бетона	
	тяжелый	легкий
Балочные:		
при свободном опирании	(1/35)l	(1/30)l
при упругой заделке	(1/45)l	(1/35)l
Работающие в двух направлениях: *		
- опертые по контуру при свободном опирании	(1/45)l ₁	(1/38)l ₁
- то же при жесткой заделке	(1/50)l ₁	(1/42)l ₁
кессонные часторебристые перекрытия		
- при свободном опирании	(1/30)l ₁	(1/25)l ₁
- то же, при упругой заделке по контуру	(1/35)l ₁	(1/30)l ₁
плиты безбалочных перекрытий при опирании на колонны с дополнительным к армированию		
- усилением опорных зон, капителями (оголовками) металлическими поддонами, воротниками	(1/35)l ₂	(1/30)l ₂
- то же, без дополнительного усиления	(1/30)l ₂	(1/27)l ₂
* – l ₁ и l ₂ – соответственно меньший и больший пролеты плит.		

Таблица В.10. Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты,
см² (табл. 4.8 [4])

Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм												
	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	25,45	31,42	38,01	49,09
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08	20,36	25,13	30,41	39,27
150	0,47	0,84	1,31	1,84	3,35	5,23	7,54	10,26	13,4	16,96	20,94	25,33	32,72
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05	12,72	15,71	19,00	24,54
250	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	10,18	12,56	15,20	19,64
300	0,23	0,42	0,65	0,94	1,68	2,61	3,77	5,13	6,70	8,48	10,47	12,66	16,36
350	0,20	0,36	0,56	0,81	1,44	2,24	3,23	4,44	5,74	7,27	8,97	10,86	14,00
400	0,18	0,32	0,40	0,71	1,25	1,96	2,82	3,50	5,02	6,36	7,86	9,50	12,49

Таблица В.11. Расчетные сопротивления кладки сжатию (табл. 2 [8])

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50 – 150 мм на тяжелых растворах									
	при марке раствора								при прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевой
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	–	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	–	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	–	–	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	–	–	–	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
35	–	–	–	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Примечание – Расчетные сопротивления кладки на растворах марок от 4 до 50 следует уменьшать, применяя понижающие коэффициенты: 0,85 – для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины), легких и известковых растворах в возрасте до 3 мес; 0,9 – для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами.

Уменьшать расчетное сопротивление сжатию не требуется для кладки высшего качества – растворный шов выполняется под рамку с выравниванием и уплотнением раствора рейкой. В проекте указывается марка раствора для обычной кладки и для кладки повышенного качества.

Таблица В.12. Упругая характеристика кладки (табл. 16 [8])

Вид кладки	Упругая характеристика α				
	при марках раствора			при прочности раствора	
	25–200	10	4	0,2	нулевой
1 Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ($\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$)	1500	1000	750	750	500
2 Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3 Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
4 Из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	750	500	500	350
неавтоклавных	500	500	350	350	350
5 Из камней, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	500	350	350	200
неавтоклавных	500	350	200	200	200
6 Из керамических камней (кроме крупноформатных)	1200	1000	750	500	350
7 Из кирпича керамического пластического прессования полнотелого и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, из легких природных камней	1000	750	500	350	200
8 Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9 Из кирпича керамического полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200
Примечания					
1 При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью $l_0/i \leq 28$ или отношением $l_0/h \leq 8$ (см. 7.2) допускается принимать величины упругой характеристики кладки из кирпича всех видов как из кирпича пластического прессования.					
2 Приведенные в таблице 16 (позиции 7 – 9) значения упругой характеристики α для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки.					
3 Упругая характеристика бутобетона принимается равной $\alpha = 2000$.					
4 Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики α следует принимать по таблице 16 с коэффициентом 0,7.					
5 Упругие характеристики кладки из природных камней, полистиролбетонных блоков допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденным в установленном порядке.					
6 Для кладки из крупноформатных камней α следует принимать как для керамических камней с коэффициентом 0,7.					

Таблица В.13. Коэффициент продольного изгиба для элементов постоянного по длине сечения (табл. 19 [8])

Гибкость		Коэффициент продольного изгиба φ при упругих характеристиках кладки α						
λ_h	λ_l	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	–
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	–
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	–
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	–
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	–
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	–
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	–
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07	–
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	–
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	–

Примечания
 1 Коэффициент φ при промежуточных величинах гибкостей определяется интерполяцией.
 2 Коэффициент φ для отношений λ_h , превышающих предельные (9.16 – 9.20), следует принимать при определении φ_c (7.7) в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.
 3 Для кладки с сетчатым армированием величины упругих характеристик, определяемые по формуле (4), могут быть менее 200.

Таблица В.14. Коэффициент ω (табл. 20 [8])

Вид кладки	Значения ω для сечений	
	произвольной формы	прямоугольного
1 Кладка всех видов, кроме указанных в поз. 2	$1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45$	$1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$
2 Кладка из керамических кирпича, камней и блоков пустотностью более 25 %; из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых, полистиролбетонов и крупнопористых бетонов; из природных камней (включая бут)	1	1

Примечание – Если $2y < h$, то при определении коэффициента ω вместо $2y$ следует принимать h .

Таблица В.15. Коэффициент k (табл. 15 [8])

Вид кладки	Коэффициент k
1 Из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков, рваного бута и бутобетона, кирпичная вибрированная	2,0
2 Из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов	2,2

Таблица В.16. Сортамент арматуры (ПРИЛОЖЕНИЕ 3 Методического пособия [2])

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса 1м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов			Максимальный размер сечения стержня периодического профиля
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240 A500 A600	A400	B500	
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	+	-	
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	+	-	
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	+	-	
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	6,75	
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	9,0	
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	113	
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	13,5	
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	-	15,5	
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	-	18	
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	-	20	
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	-	22	
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	-	24	
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	-	27	
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	-	30,5	
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	-	34,5	
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	-	39,5	
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	-	43,5	

Примечания

1 Номинальный диаметр стержней для арматурных сталей периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения стержней. Фактические размеры стержней периодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781-82.

2 Знак "+" означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.

Таблица В.17. Расчетные сопротивления арматуры, применяемой при устройстве обойм (табл. 10 [9])

Армирование	Расчетные сопротивления арматуры, МПа (кгс/см ²)	
	сталь класса А-I	сталь класса А-II
Поперечная арматура	150 (1500)	190 (1900)
Продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму	43 (430)	55 (550)
То же, при передаче нагрузки на обойму с одной стороны	130 (1300)	160 (1600)
То же, при передаче нагрузки с двух сторон	190 (1900)	240 (2400)

Согласно разделу «Конструктивные требования к армированной кладке» [8] арматурные сетки следует укладывать не реже чем через пять рядов кирпичной кладки из одинарного керамического полнотелого кирпича, через четыре ряда кладки из утолщенного кирпича и через три ряда кладки из керамических камней. Диаметр сетчатой арматуры должен быть не менее 3 мм. Диаметр арматуры в горизонтальных швах кладки должен быть, не более:

при пересечении арматуры в швах – 6 мм;

без пересечения арматуры в швах – 8 мм.

Расстояние между поперечными стержнями сетки должно быть не более 120 мм и не менее 30 мм. Швы кладки армокаменных конструкций должны иметь толщину не более 16 мм и превышать диаметр арматуры не менее чем на 4 мм.

Ламзин Дмитрий Александрович
Барышникова Алла Викторовна
Брагов Анатолий Михайлович

СБОРНИК ЗАДАЧ ПО ДИСЦИПЛИНЕ
«ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Учебное пособие

Подписано в печать Формат 60x90 1/16 Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 3,4. Усл. печ. л. 3,8. Тираж 300 экз. Заказ №

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru