

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

ВОЛОГОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра промышленного и гражданского строительства

КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Методические указания к практическим занятиям, контрольной работе
и курсовому проектированию.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.

Факультет	инженерно-строительный
Специальность	270102 промышленное и гражданское строительство 270105 городское строительство и хозяйство
Направление	270100 строительство (бакалавриат)

Вологда
2011г.

УДК 624. 012. 1/2 (075.8)

Каменные и армокаменные конструкции: Методические указания к практическим занятиям, контрольной работе и курсовому проектированию. Проектирование каменных конструкций. – Вологда, 2011. - 26 с.

В методических указаниях приведены методики расчета и конструирования каменных конструкций зданий, материалы и характеристики для каменных конструкций, а также рекомендации по их использованию. Указания разработаны на основе СНиП II-22-81* «Каменные и армокаменные конструкции».

Утверждено редакционно-издательским советом ВоГТУ.

Составитель: Н.В. Михалевич, доцент каф. ПГС
Е.Н. Шахова, ст. преподаватель каф. ПГС

Рецензент: И.А. Рахимова, канд. техн. наук,
доцент каф. «Автомобильные дороги»

ВВЕДЕНИЕ

В ходе курсового и дипломного проектирования студенты специальностей «Городское строительство и хозяйство», «Промышленное и гражданское строительство» и направления «Строительство» осваивают методику инженерных расчетов, изучают основы конструирования элементов зданий, в том числе каменных конструкций.

В настоящих методических указаниях даны основные положения, принципы и методика расчета и конструирования каменных и армокаменных конструкций, а также справочные данные, нормативные и расчетные характеристики материалов.

1. КОНСТРУКЦИИ СТЕН И СТОЛБОВ

Каменные стены зданий с неполным каркасом относятся к несущим конструкциям. Их толщина определяется теплотехническим расчетом или указывается в задании.

В некоторых случаях может потребоваться устройство пилястр (рис. 1) для опирания главных балок и ригелей. Опирание конструкций покрытий и перекрытий выполняется по слою раствора толщиной не более 15 мм. Глубина заделки плит в стену не менее 120 мм. Глубину заделки ригелей и балок можно принять при толщине стены 2 кирпича - 250 мм, при толщине 2,5 кирпича - 380 мм.

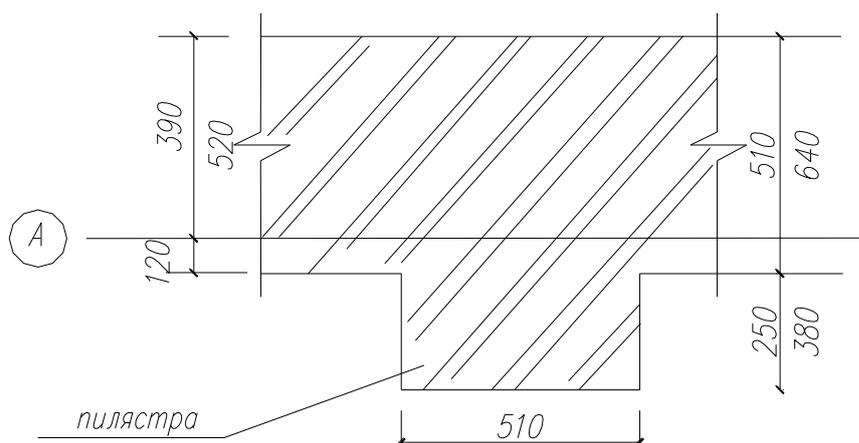


Рис. 1. Возможные размеры элементов стены

Столбы могут иметь квадратную или прямоугольную форму сечения с размерами сторон 38, 51, 64 см.

2. ОСОБЕННОСТИ КЛАДКИ С СЕТЧАТЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Армирование кладки эффективно лишь при ограниченных гибкостях элементов ($\lambda_i \leq 53, \lambda_n \leq 15$), а также при эксцентриситетах продольных усилий, не превышающих размер ядра сечения ($e_0 \leq \frac{J}{A(e-y_c)}$, в прямоугольном сечении $e_0 \leq \frac{h}{6}$). Марка раствора должна быть не ниже М50 при влажности $W > 60\%$, и не менее М25 при $W \leq 60\%$.

Диаметр арматуры принимают для сеток с прямоугольной ячейкой 3-5 мм, а в сетках «зигзаг» 3-8 мм. Расстояние, между соседними стержнями в сетке должно быть в пределах 3-10 см. Размер ячеек сетки не должен превышать 1/3 наименьшего размера сечения столба в плане. Процент армирования ограничивается пределами от 0,1 до 1%. Расстояние между сетками по высоте не должно превышать 5 рядов кладки (37,5 см) и должно быть не более наименьшего размера сечения элемента. При больших расстояниях армирование рассматривается только как конструктивное. Сетки «зигзаг» укладываются в двух последовательных рядах кладки с взаимно перпендикулярным расположением прутков. Для изготовления сеток используют проволочную арматуру класса Вр1 (В500) и стержневую класса АI (А240), АII (А300), допускается АIII (А400).

3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КИРПИЧНОГО СТОЛБА

В здании с неполным каркасом на кирпичный столб передаются симметричные вертикальные нагрузки, поэтому рассчитывают его как центрально-сжатый элемент. При жесткой конструктивной схеме здания столб считается опертым шарнирно внизу и вверху. Расчетная высота столба в этом случае:

$$l_0 = H, \quad (1)$$

где H - расстояние от обреза фундамента до низа главной балки или ригеля.

Конструктивная и расчетные схемы кирпичного столба приведены на рис.2.

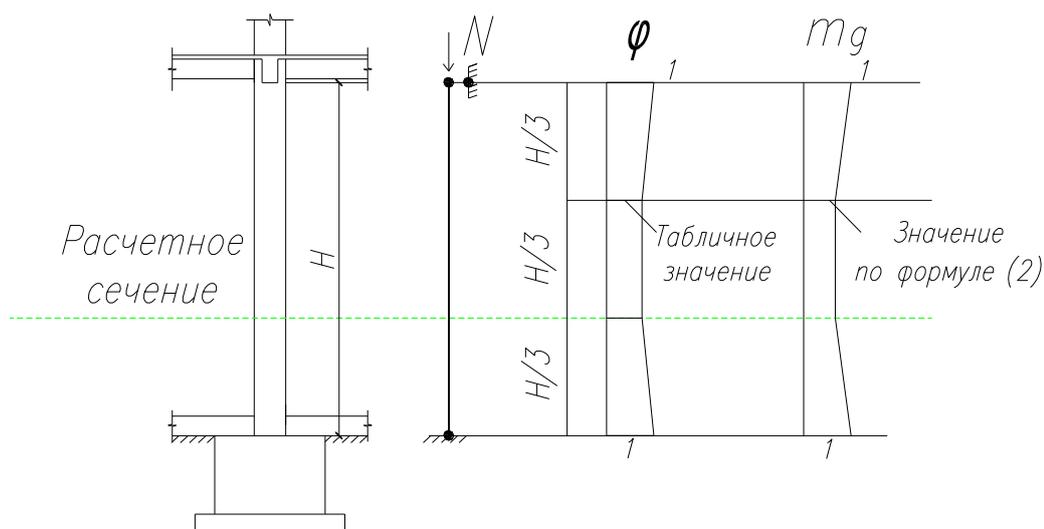


Рис. 2. Конструктивная и расчетная схемы каменного столба

Значение m_g определяют:

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{0g}}{h} \right), \quad (2)$$

где N_g - расчетная продольная сила от длительных нагрузок, в состав которой входят постоянная нагрузка и длительная составляющая временных;

N - полная действующая нагрузка;

η - по таблице приложения 1;

e_{0g} - эксцентриситет от действия длительных нагрузок для центрально-сжатых элементов равен 0;

h - высота сечения.

Расчетное сечение принимают на высоте $H/3$ от обреза фундамента. Определяют полную расчетную нагрузку N и ее длительную часть N_g (в этом расчете допускается использование метода грузовых площадей). Для проектирования неармированного столба рекомендуется следующая методика.

а) Задаются размерами поперечного сечения столба (от 38x38 см до 51x64 см), первоначально минимальными, и вычисляют площадь сечения A .

б) Уточняют расчетные нагрузки с учетом собственного веса столба.

в) Определяют коэффициент условий работы кладки γ_c по п. 3.11 [1].

$\gamma_c = 0,8$ для столбов с площадью до $0,3 \text{ м}^2$;

$\gamma_c = 0,85$ для кладки из силикатного кирпича на растворе с добавками поташа;

г) Вычисляют гибкость:

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} \text{ или } \lambda_h = \frac{l_0}{h}, \quad (3)$$

д) Пользуясь табл. 18 [1], определяют коэффициент продольного изгиба φ при упругой характеристике кладки $\alpha = 1000$ (табл.15 [1] или приложение 2).

е) Определяют коэффициент m_g , учитывающий влияние длительной нагрузки: при центрально-сжатом столбе, если меньший размер стороны столба больше 30 см, $m_g = 1$ или по формуле 2.

ж) Вычисляют требуемое сопротивление кладки сжатию

$$R \geq \frac{N}{\gamma_c \cdot m_g \cdot \varphi \cdot A}, \quad (4)$$

и) Принимают по табл.2 [1] или по приложению 3 необходимые марки кирпича и раствора с учетом ограничений, изложенных выше в п.2 и того обстоятельства, что прочность кладки более существенно зависит от марки кирпича. Если при принятых размерах прочность кладки не может быть обеспечена, то увеличивают сечение столба, не выходя за размер 51х64 см, и повторяют все расчетные операции. Если прочность не обеспечивается, в этом случае применяют сетчатое армирование.

При проектировании армированного каменного столба возможна следующая методика.

а) Задаются размерами поперечного сечения столба (в пределах 51х51см), площадью A , марками кирпича (не свыше М125), раствора (М50 или М75), классом арматуры А-I (А240) или Вр-I (В500).

б) Уточняют расчетные нагрузки с учетом собственного веса кладки.

в) Определяют по табл.2.[1] или по приложению 3 расчетное сопротивление неармированной кладки R с учетом коэффициента условий работы γ_c .

В последующих расчетах необходимо уточнить коэффициенты φ и m_g , которые зависят от неизвестного пока процента армирования.

г) Определяют в первом приближении коэффициенты φ и m_g как для неармированной кладки, а затем вычисляют требуемое расчетное сопротивление армированной кладки:

$$R_{sk} = \frac{N}{\gamma_c \cdot m_g \cdot \varphi \cdot A}, \quad (5)$$

д) Находят приближённое значение процента армирования, обеспечивающего необходимое сопротивление кладки

$$\mu = \frac{R_{sk} - R}{2R_s} \cdot 100\% , \quad (6)$$

где R_s - расчетное сопротивление арматуры можно принять

для класса А-1 (А240) $R_s = 169$ МПа,

класса Вр-1 (В500) $R_s = 225$ МПа при диаметре 3 мм;

$R_s = 222$ МПа при диаметре 4 мм; $R_s = 216$ МПа при диаметре 5 мм.

е) Проверяют полученное значение μ :

$$0,1\% \leq \mu \leq 0,5 \frac{R}{R_s} \% , \quad (7)$$

Если μ выходит за эти пределы, то необходимо соответствующим образом изменить марки кирпича и раствора.

ж) Принимают, пользуясь табл. 1, с учетом рекомендаций раздела 2 размер ячейки сетки, диаметр арматуры и шаг сеток.

Таблица 1

Размер ячейки сетки, см	Диаметр арматуры, мм			
	3	4	5	6
3x3	0,61	1,09	1,70	2,45
3,5x3,5	0,53	0,93	1,45	2,10
4x4	0,46	0,82	1,27	1,84
4,5x4,5	0,41	0,73	1,13	1,64
5x5	0,37	0,66	1,02	1,47
5,5x5,5	0,34	0,60	0,92	1,34
6x6	0,31	0,55	0,85	1,23
6,5x6,5	0,28	0,50	0,78	1,13
7x7	0,26	0,47	0,73	1,05
7,5x7,5	0,25	0,44	0,68	0,98
8x8	0,23	0,41	0,64	0,92
8,5x8,5	0,22	0,39	0,60	0,87
9x9	0,21	0,36	0,57	0,82
9,5x9,5	0,19	0,34	0,54	0,77
10x10	0,18	0,33	0,51	0,74

Примечание: При расположении сеток не в каждом шве кладки процент армирования, проведенный в таблице, уменьшается пропорционально количеству рядов.

и) Выполняют проверку прочности конструкции кладки, проверяют принятый процент армирования

$$0,1\% \leq \mu \leq 0,5 \frac{R}{R_s} \% , \quad (8)$$

Находят расчетное сопротивление кладки

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \leq 2R_s , \quad (9)$$

Определяют по табл. 20 [1] или по приложению 1 коэффициент η и вычисляют по формуле (16) [1] или по формуле 2 коэффициент влияния длительной нагрузки m_g . Вычисляют упругую характеристику армированной кладки

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{50kR}{150kR + \mu R_{sn}} , \quad (10)$$

где α - упругая характеристика неармированной кладки, $\alpha = 1000$ (табл. 15 [1]);

k - коэффициент надежности, $k = 2$ (табл. 14 [1]).

R_{sn} - нормативное сопротивление арматуры:

класса *A-1 (A240)* - 235 МПа,

класса *Bp-1 (B500)* - 246 МПа при диаметре 3 мм,

- 243 МПа при диаметре 4 мм,

- 237 МПа при диаметре 5 мм.

Находят по табл. 18 [1] или по приложению 2 коэффициент продольного изгиба φ . Проверяют несущую способность столба

$$N \leq \gamma_c \cdot m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A , \quad (11)$$

Коррективы расчета необходимы при перегрузке конструкции и недогрузке, превышающей 5%.

Расчет столба на смятие в курсовом проекте разрешается не выполнять, но в пределах перекрытия столб должен быть выполнен в монолитном железобетоне.

4. РАСЧЕТ КИРПИЧНОГО ПРОСТЕНКА

Расчет выполняется в варианте здания со сборным перекрытием. Для расчета принимается вертикальная полоса стены в осях соседних проемов

(рис. 3). При выборе простенка для расчета рекомендуется принимать простенок с минимальной площадью сечения $b \cdot h$ и максимальной длиной грузовой полосы l . В здании с жесткой конструктивной схемой такая полоса рассчитывается как вертикальная неразрезная балка.

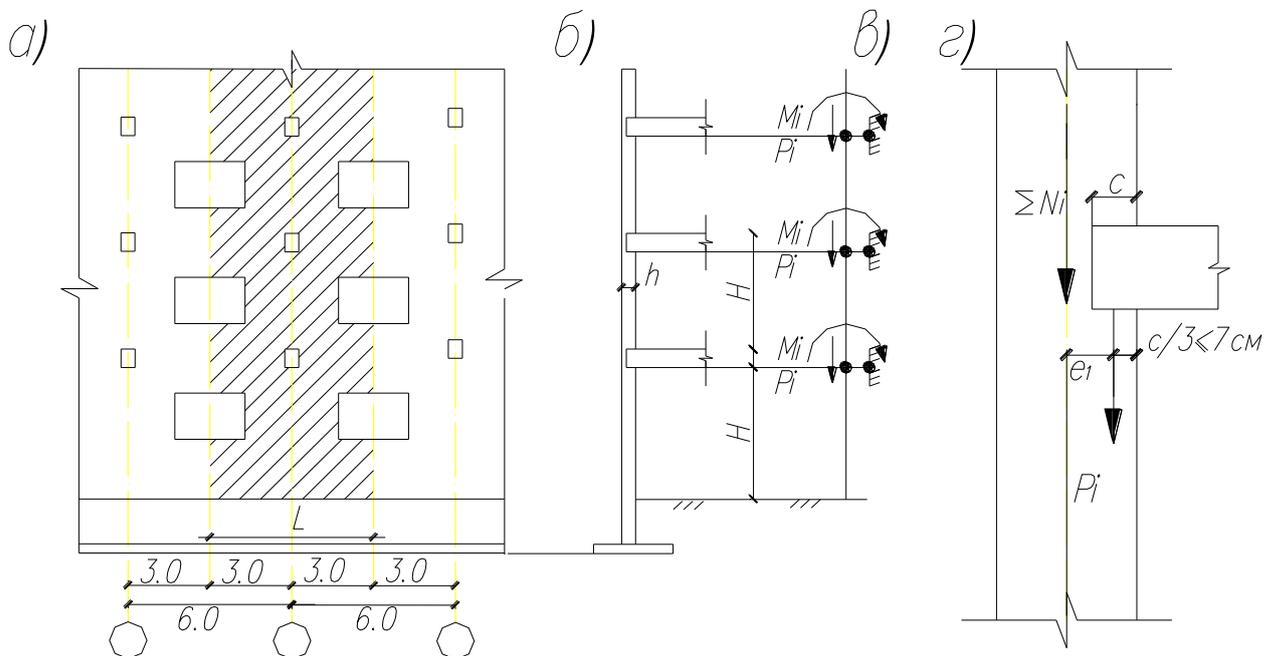


Рис. 3. Конструктивная и расчетная схемы продольной стены
 а) фрагмент фасада с расчетной полосой; б) схематичный разрез;
 в) расчетная схема полосы; г) нагрузка на стену от перекрытия

Расчетную высоту стены при определении коэффициента продольного изгиба принимают как для конструкции с частично заземленными опорными сечениями

$$l_0 = 0,9H, \quad (12)$$

где H - расстояние между ригелями по высоте в свету.

Расчет прочности выполняется для простенка первого этажа. Расчетные сечения принимаем на уровне верха и низа оконного проема. Продольные усилия в расчетных сечениях можно определять по методу грузовых площадей.

Изгибающие моменты в расчетных сечениях определяются по рис.3 (в, г) и 4, на которых M_i момент от нагрузок, передаваемых на стену любых перекрытием равен:

$$M_i = P_i \cdot e_i, \quad (13)$$

где P_i - опорная реакция ригеля;

e_i - эксцентриситет реакции, определяемый с учетом схемы рис.3г. Величины моментов в сечениях первого этажа вычисляются по интерполяции по схеме рис. 4 г.

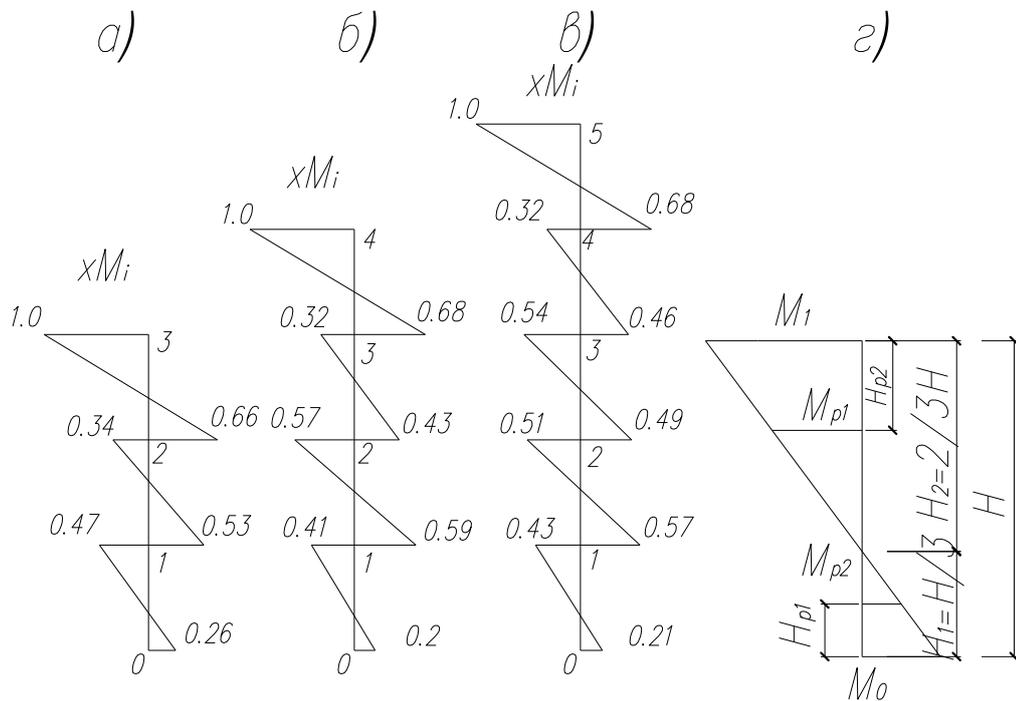


Рис. 4. Эпюры изгибающих моментов в простенках здания разной этажности (в долях от M_i): а) трехэтажного здания; б) четырехэтажного здания; в) пятиэтажного здания; г) величины моментов в сечениях первого этажа

Изгибающие моменты определяются отдельно от постоянных и длительных и отдельно от кратковременных нагрузок.

Ветровую нагрузку в курсовом проекте можно не учитывать.

В дипломном проекте учитывается лишь поперечная составляющая, продольная составляющая ветровой нагрузки не опасна, т.к. в продольном направлении пространственная жесткость здания значительно больше. Поперечная составляющая представляет собой сумму активного ω_a и пассивного (отсоса) давления ω_n ветра. В продольных стенах ветровая нагрузка вызывает местный изгиб из плоскости стены. Стена рассматривается как балочная плита, защемленная на уровне перекрытий. Расчетная схема представлена на рис.5.

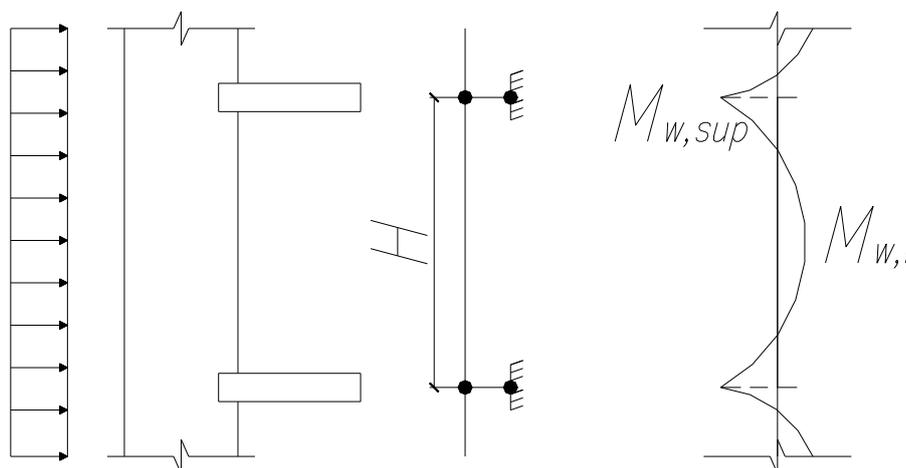


Рис. 5. Расчетная схема стены при действии ветровой нагрузки

Опорный момент $M_{\omega, \text{sup}}$ кроме верхнего этажа определяется

$$M_{\omega, \text{sup}} = \frac{\omega_a H^2}{12}, \quad (14)$$

Опорный момент для верхней опоры верхнего этажа равен

$$M_{\omega, \text{sup}} = \frac{\omega_a H^2}{8}, \quad (15)$$

В пролете догружающим является изгибающий момент от отсоса ω_n

$$M_{\omega, l} = \frac{\omega_n H^2}{24}, \quad (16)$$

Расчет по определению армирования в плите от действующих изгибающих моментов определяется по обычной методике для перевязанного сечения.

Расчет прочности простенка как внецентренно сжатого элемента выполняется по п. 4.7 [1] по формуле

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega, \quad (17)$$

где A_c - площадь сжатой части сечения, для прямоугольного сечения равна

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right), \quad (18)$$

A - площадь всего сечения;

h - высота сечения в плоскости действия момента;

e_0 - эксцентриситет расчетной силы N относительно центра тяжести сечения;

R - по приложению 3;

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}, \quad (19)$$

φ - коэффициент продольного изгиба, по приложению 2 по расчетной высоте элемента $0,9 H$;

φ_c - по приложению 2, по фактической высоте элемента H ;

ω - по формуле для прямоугольного сечения:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45, \quad (20)$$

если $\omega > 1,45$, то в расчете принимаем $\omega = 1,45$.

Простенок первоначально принимается без пилястры. Толщина стены и ширина простенка заданы. В последующих вариантах расчета возможно применение таврового сечения простенка с пилястрой.

Для каждого из расчетных сечений рекомендуется следующая последовательность расчета.

а) Определяют площадь сечения и положение его центра тяжести.

б) Вычисляют момент инерции и радиус инерции сечений в плоскости действия момента:

$$i = \sqrt{\frac{J}{A}}, \quad (21)$$

в) Определяют по формуле (12) расчетную длину простенка, а затем гибкость по формулам (3).

г) Определяют по табл. 18 [1] или по приложению 2 коэффициент продольного изгиба простенка в целом при упругой характеристике кладки $\alpha = 1000$ (см. табл. 15 [1]).

д) Находят расчетные значения усилий N и Ng , M и Mg , а затем эксцентриситеты e_o и e_{og} .

е) Определяют коэффициент mg , при толщине стены более 30 см $mg = 1$.

ж) Определяют расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатой грани сечения y (рис.6).

и) Вычисляют коэффициент ω , учитывающий местный характер действия внецентренной нагрузки по табл. 19 [1] или по формуле (20).

к) Определяют площадь сжатой части расчетного сечения A_c .

Для дальнейших расчетов требуется определить величины минимальных радиусов инерции сжатой части сечений простенка. В рассматриваемом случае наименьшие радиусы инерции сжатой части следует определять в расчетных сечениях i_{c1} и i_{c2} .

л) Определяют размер $h_c = 2(y - e_0)$ сжатой части, а затем ее момент инерции и радиус инерции в плоскости действия изгибающего момента.

м) Определяют гибкость сжатой части сечения простенка в пределах однозначной эпоры моментов

$$\lambda_{ic1} = \frac{H_1}{i_{c1}}; \quad \lambda_{ic2} = \frac{H_2}{i_{c2}}; \quad (22)$$

Здесь H_1 и H_2 определяются по рис. 4г.

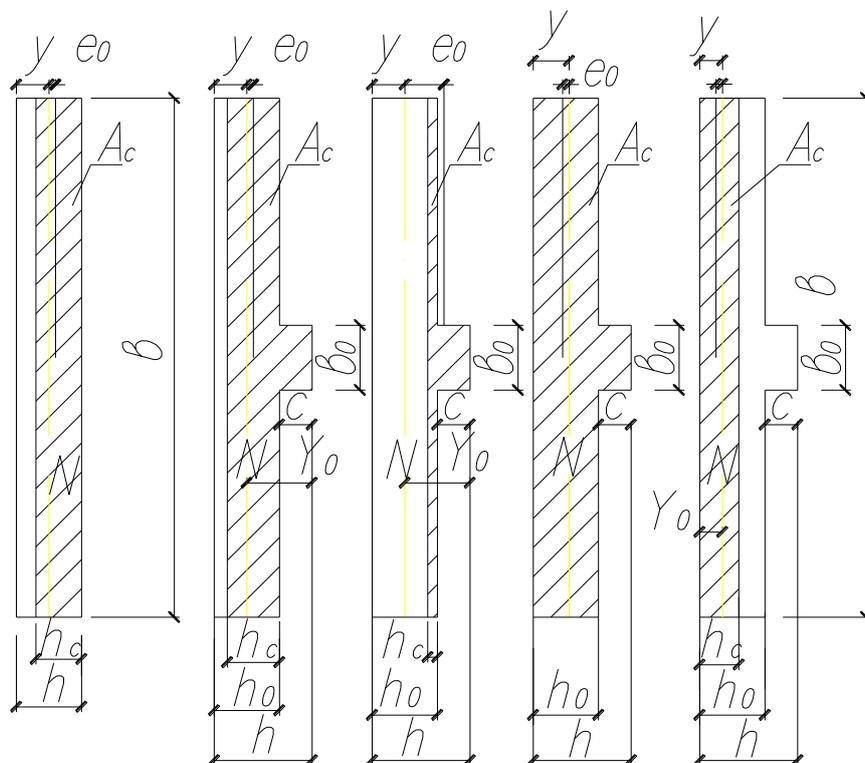


Рис 6. Варианты внецентренного сжатия каменных простенков (штриховкой выделена сжатая часть сечения)

и) Определяют по табл. 18 [1] или по приложению 2 коэффициент продольного изгиба сжатой части φ_c , а затем приведенный коэффициент по формуле 19.

о) Вычисляют требуемое расчетное сопротивление кладки

$$R = \frac{N}{m_g \cdot \varphi_1 \cdot \omega \cdot A_c}, \quad (23)$$

п) Выбирают по табл. 2 [1] или по приложению 3 наиболее подходящие марки кирпича и раствора.

Если не удастся обеспечить прочность кладки при принятых размерах, то в конструкцию стены вводят пилястру. Чтобы при этом не увеличивались существенно изгибающие моменты, опирают ригель на опорную плиту через фиксирующую прокладку (рис. 9). Если даже при наибольшем размере пилястры прочность не обеспечивается, применяют сетчатое армирование (при ус-

ловии, что $e_o \leq \frac{J}{A \cdot y_c}$); где J - момент инерции сечения; для прямоуголь-

ного сечения $J = \frac{bh^3}{12}$.

Расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатию R_{skb} определяют по формуле (31) [1]. При расчете армирования может быть использована методика, рекомендованная для центрально сжатых элементов.

5. РАСЧЕТ УЗЛА ОПИРАНИЯ РИГЕЛЯ НА СТЕНУ

Расчет кладки на местное сжатие (смятие) выполняется по п.п. 4.13-4.17 [1].

Глубина заделки ригеля в стенку может быть принята равной 25 или 38 см. Опорное давление ригеля на кладку (сминающую силу) можно определить без учета его неразрезности, т.е. по грузовой площади.

При опорной реакции $P_i \geq 100$ кН обязательно применение опорной распределительной плиты толщиной не менее 22 см, армированной (по расчету) двумя сетками с общим количеством арматуры не менее 0,5% в каждом направлении. Длина плиты (по толщине стены) принимается не менее длины опирания ригеля.

При проектировании возможны следующие расчетные случаи.

СЛУЧАЙ 1: $P_i < 100$ кН

Стена без пилястры, расчетное сопротивление кладки известно.

Расчетная длина опорного участка ригеля, опирающегося на край кладки без плиты, должна приниматься не более 20 см. Возможен следующий порядок расчета.

а) Определяют по рис. 7 величины A и A_c (при длине опирания 20 см).

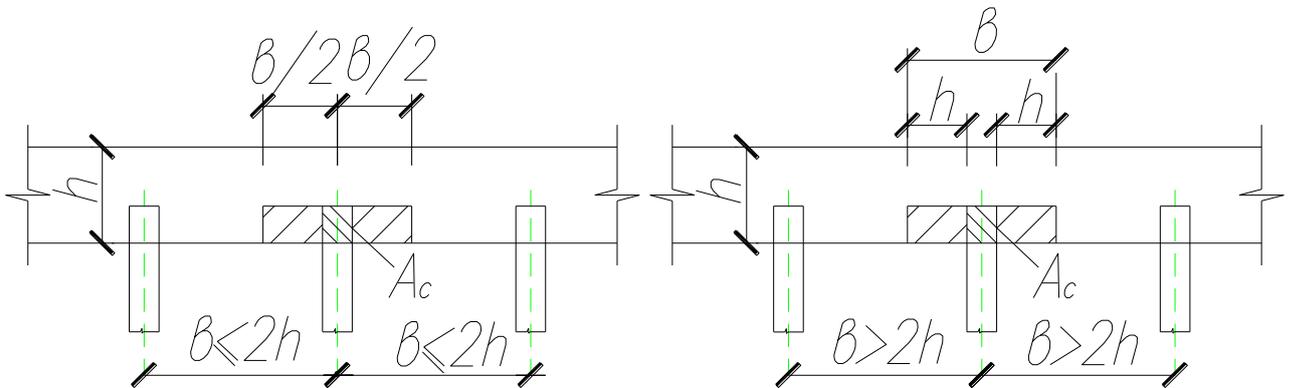


Рис. 7. Определение расчетных площадей сечений при местном сжатии

б) Вычисляют

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq 2, \quad (24)$$

в) Находят требуемое значение R_c

$$R_c \geq \frac{N}{\psi d A_c}, \quad (25)$$

В рассматриваемом случае СНиП разрешает принимать $\psi d = 0,75$.

г) Находят отношение $\frac{R_c}{R}$

д) Если $\frac{R_c}{R} \leq \xi < 2$, то условие прочности выполняется без усиления опорного узла по расчету. Тем не менее требуется следующая проверка: если фактическая нагрузка превышает 80% расчетной несущей способности кладки

$$N_c = 0,75 R A_c \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}}, \quad (26)$$

то, опорный участок следует армировать конструктивно сетками в трех верхних горизонтальных швах (стержни $d \geq 4$ мм, ячейки $s \leq 100$ мм). Сетки должны перекрывать всю толщину стены, а по ее длине выступать за размеры опорной площади ригеля не менее чем на 30 см в каждую сторону.

е) Если $\xi < \frac{R}{R_c} \leq 2$; требуется сетчатое армирование опорного узла по расчету (случай 2).

ж) Если $\frac{R_c}{R} > 2$, необходимо усиление опорного узла постановкой распределительной плиты (см. случай 3). Так как $Pi < 100$ кН, то в данном случае достаточна плита толщиной 15 см.

СЛУЧАЙ 2: $Pi < 100$ кН, требуется усиление опорного узла сетчатым армированием.

Расчет выполняется в развитие п. е) предыдущего случая.

а) Принимают класс арматуры (А-1 (А240) или В-1(В500)) и находят R_s

б) Вычисляют требуемый процент объемного армирования

$$\mu = 50 \frac{R_c - R}{R_s} \% , \quad (27)$$

в) Проверяют полученное значение μ :

$$0,1\% \leq \mu \leq 0,50 \frac{R}{R_s} \% , \quad (28)$$

Если μ выходит за эти пределы, необходимо соответствующим образом изменить марки кирпича и раствора.

г) Выбирают по табл. 1 диаметр прутков арматуры и размеры ячеек сеток при условии, что они должны быть уложены в каждом шве.

д) Назначают объемы армирования. Ширину сеток принимают равной толщине стены, а длину - равной ширине ригеля плюс 60 см (по 30 см в каждую сторону).

Непосредственно под ригелем сетки укладывают в каждом шве в первых трех рядах кладки, а ниже - через 3 ряда на общую высоту 1 м.

СЛУЧАЙ 3: Проектируется опорная плита без фиксирующей прокладки; стена без пилястры.

В курсовом проекте разрешается выполнять расчет опорного узла по этому случаю приближенно, приняв $\psi d = 0,75$. Более строго этот расчет выполняется с учетом п.п. 4.11-4.22 [5].

Толщина плиты либо 15, либо 22 см в зависимости от величины Pi .

Требуется определить площадь плиты.

Задача может быть решена только методом последовательного приближения. Рекомендуется следующая методика.

а) Принимаю размеры плиты в плане. Длина (по толщине стены) может быть не более опорного участка ригеля, а ширина принимается последовательно 25, 38, 51 см.

б) определяют A и A_c . При этом расчетная длина плиты принимается не более 20 см (рис. 8).

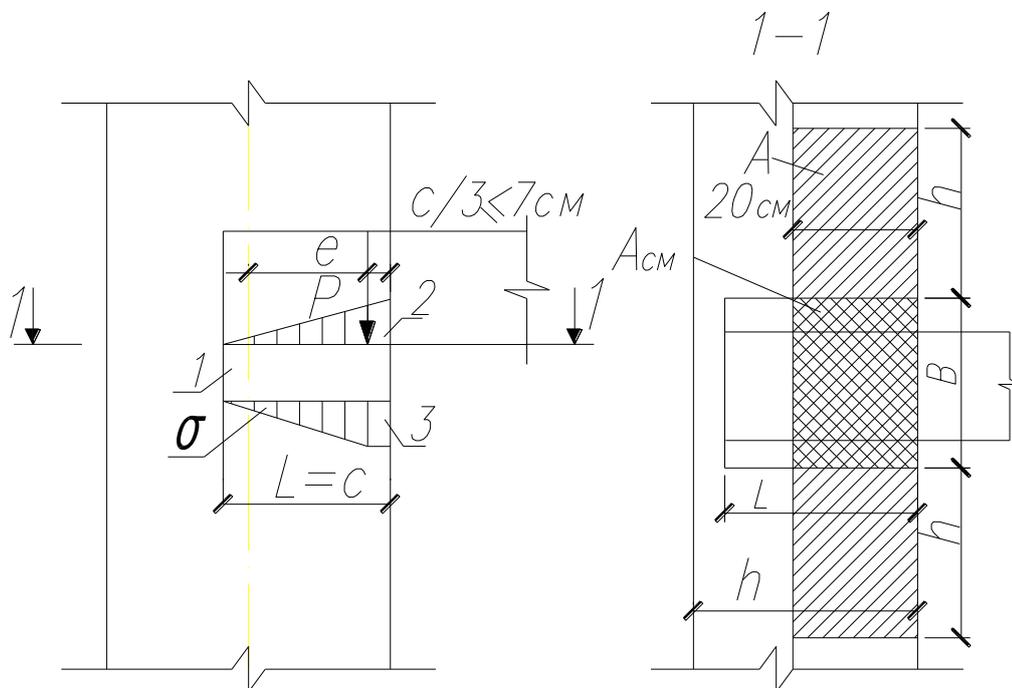


Рис. 8. Схемы к расчету опорного узла с распределительной плитой
 1 - опорная плита; 2 - эпюра давлений на контакте ригеля с плитой;
 3 - эпюра давлений на контакте плиты с кладкой.

в) Находят расчетную несущую способность кладки по формуле (26).

г) Для выполнения условия прочности

$$N \leq N_c, \quad (29)$$

последовательно принимают возможные значения ширины плиты.

Если условие (29) выполняется проверяют кладку ниже плиты на растяжение по п. 4.23. [5]. В курсовом проекте эта проверка не обязательна.

д) Если условие (29) не удастся выполнить при рекомендованных размерах опорной плиты, принимают дополнительные меры по усилению опорного узла кладки. Для выбора этих мер находят отношение R_c/R при наибольшем размере плиты.

Если $R_c/R \leq 2$, применяют армирование опорного участка кладки по расчету (см. случай 2).

Если $\frac{R_c}{R} > 2$, необходимо рассмотреть последовательно два возможных решения.

Во-первых, принимают вариант с устройством на опорной плите фиксирующей прокладки (случай 4).

Во-вторых, рассчитывают вариант усиления стены с устройством пилястры, однако в этом случае возрастает эксцентриситет нагрузки на простенок. Этот вариант усиления в настоящей методике не рассматривается.

СЛУЧАЙ 4. Проектируется опорная плита с фиксирующей прокладкой.

В курсовом проекте разрешается выполнять расчеты упрощенным способом, приняв $\psi d = 1$. Вообще говоря, величина ψd лежит в пределах от 0,75 до 1,0 и более строго этот расчет следует выполнять по методике [5].

Расчет опорного узла выполняется в целом в той же последовательности, что и в случае 3; с той разницей, что предварительно определяют размеры металлической прокладки из условия обеспечения прочности бетона на смятие по [2].

а) Принимают прокладку из листовой стали толщиной 12-15 мм. Размещают ее на опорной плите по рис. 9а так, чтобы опорная реакция располагалась в центре плиты для обеспечения наиболее благоприятного распределения напряжений под плитой.

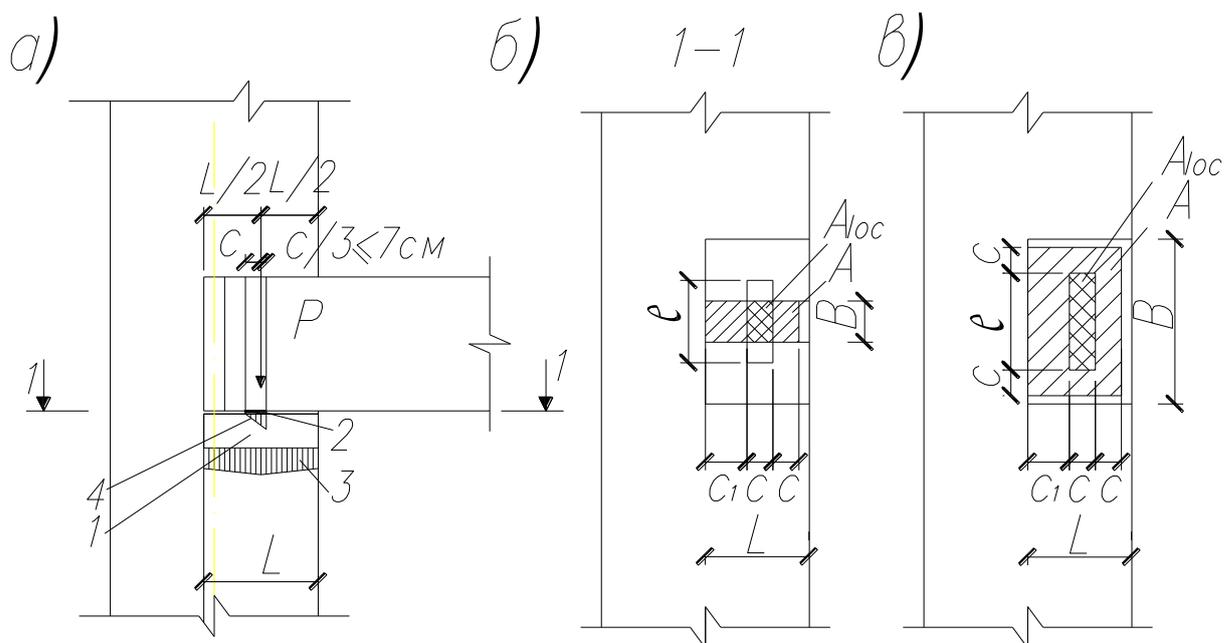


Рис. 9. Схемы к проектированию опорной плиты с фиксирующей прокладкой: 1 - опорная плита; 2 - фиксирующая прокладка; 3 - эпюра напряжений в кладке под плитой; 4 - эпюра напряжений в бетоне на контакте с фиксирующей прокладкой

б) Определяют ширину прокладки из условия прочности на смятие бетона ригеля

$$c \geq \frac{P_i}{\mu_{loc} \cdot b \cdot R_{b,loc}}, \quad (30)$$

где μ_{loc} - коэффициент, учитывающий неравномерность напряжений на площади смятия; в данном расчете $\mu_{loc}=0,75$;

b - ширина опорной части ригеля;

$$R_{b,loc} = R_b \sqrt[3]{\frac{A}{A_{loc}}} \leq 2,5R_b, \quad (31)$$

R_b - расчетное сопротивление осевому сжатию бетона ригеля, принимаемое как для бетонной конструкции;

A, A_{loc} - расчетная площадь и площадь смятия, определяемые с учетом рис. 9б.

Ширину прокладки принимают с округлением в сторону увеличения кратно 20 мм. Определив ширину, уточняют положение прокладки по длине ригеля.

в) Находят длину прокладки из условия прочности на смятие бетона плиты (рекомендуется бетон класса В20)

$$l \geq \frac{P_i}{\mu_{loc} \cdot c \cdot R_{b,loc}}, \quad (32)$$

где $\mu_{loc}=0,75$.

$R_{b,loc}$ - вычисляется по формуле (31) с подстановкой R_b бетона плиты и площадей A, A_{loc} , определяемых с учетом рис 9в.

Длину прокладки принимают с округлением в сторону увеличения кратно 20 мм.

6. УСИЛЕНИЕ КИРПИЧНЫХ СТОЛБОВ

Для усиления каменных столбов применяются три основных вида обойм:

- в виде армированной штукатурки (рис. 10, а);
- железобетонной обоймы (рис. 10. б);
- стальной обоймы (рис. 10, в);

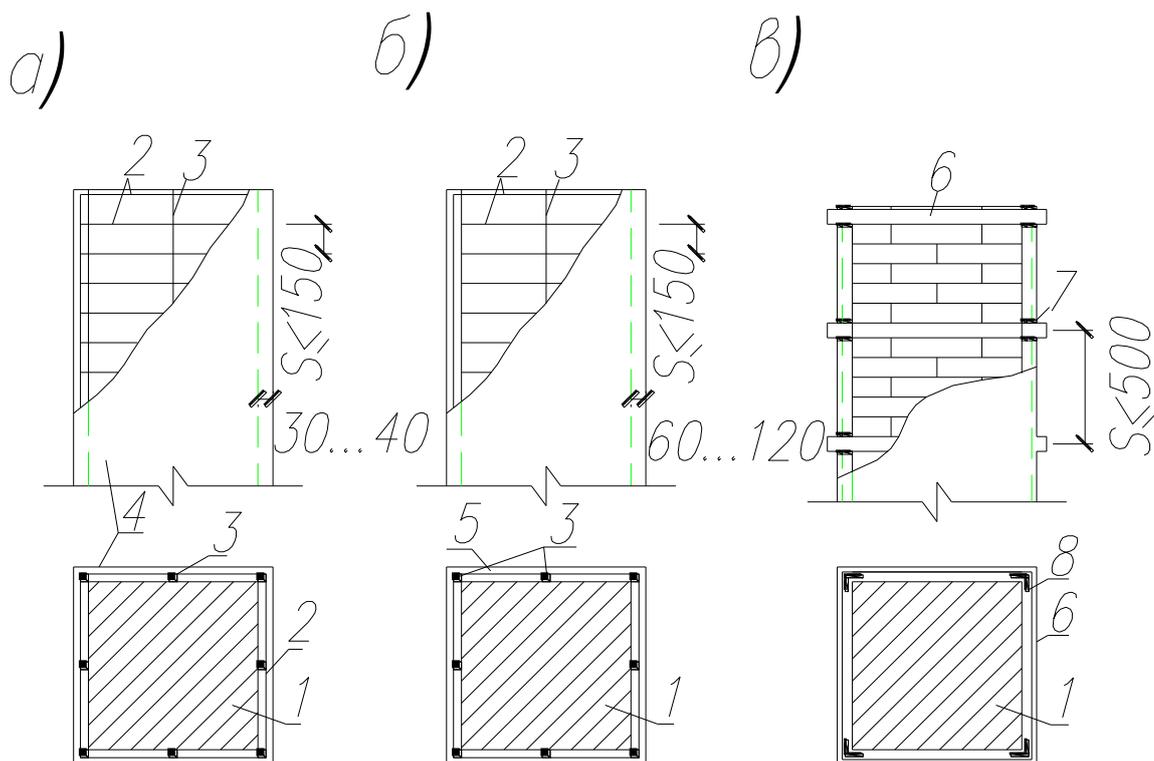


Рис. 10. Виды усиления каменных столбов:

- 1 - кладка; 2 - хомуты; 3- продольные стержни; 4 –слой штукатурки; 5 - слой бетона;
6 - металлические планки; 7 -сварной шов; 8 - металлические уголки.

Обойма в виде армированной штукатурки состоит из вертикальных стержней диаметром 6...12 мм класса $AI(A 240)$ - $AIII(A 400)$, расставленных не реже чем через 400 мм, и хомутов диаметром 4... 10 мм, класса $BpI(B500)$ или $AI(A240)$, охватывающих эти стержни и расположенных с шагом не более 150 мм. Весь этот арматурный каркас покрывается слоем штукатурки из цементного раствора марки 50...100 толщиной 30...40 мм. При расчете столба, усиленного штукатурной обоймой, площадь штукатурного слоя не входит в расчетное сечение.

Железобетонную обойму выполняют аналогично штукатурной, но вместо штукатурного слоя укладывают бетон класса не ниже В10. Толщину слоя определяют расчетом и составляет она 60...120 мм, диаметр продольных стержней принимают не менее 12 мм класса АІ(А240)-АІІ(А400). Толщина защитного слоя для продольной арматуры должна быть не более 50 мм для обеспечения совместной работы.

Стальная обойма состоит из вертикальных уголков, устанавливаемых по углам усиливаемого элемента, и хомутов из полосовой стали или круглых стержней, приваренных к уголкам. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения и не более 500 мм. С целью вовлечения вертикальных уголков в работу сразу же после установки их делают предварительно напряженными. Для этого уголки объединены парами, посередине длин за счет надреза имеют перегибы. Предварительное напряжение в уголках создается взаимным стягиванием ломанных пар между собой. Выпрямляясь, уголки воспринимают часть вертикальных нагрузок и разгружают колонну. Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора толщиной 25...30 мм. Для надежного сцепления раствора стальные уголки и хомуты закрывают металлической сеткой.

Расчет каменных столбов, усиленных обоймами, при центральном и внецентренном сжатии с малыми эксцентриситетами производят по формулам:

- при обойме в виде армированной штукатурки

$$N \leq \varphi \psi \left(m_k \cdot m_g \cdot R + \eta \cdot \frac{2,8\mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{s\omega}}{100} \right) \cdot A, \quad (33)$$

- при железобетонной обойме

$$N \leq \varphi \psi \left[\left(m_k \cdot m_g \cdot R + \eta \cdot \frac{3\mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{s\omega}}{100} \right) \cdot A + m_b \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A'_s \right], \quad (34)$$

- при стальной обойме

$$N \leq \varphi \psi \left[\left(m_k \cdot \varphi \cdot m_g \cdot R + \eta \cdot \frac{2,5\mu}{1 + 2,5\mu} \cdot \frac{R_{s\omega}}{100} \right) \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s \right], \quad (35)$$

Значения коэффициентов ψ и η принимают

при центральном сжатии $\psi = 1$ и $\eta = 1$;

при внецентральном сжатии

$$\psi = 1 - 2 \frac{e_0}{h}, \quad (36)$$

$$\eta = 1 - 4 \frac{e_0}{h}, \quad (37)$$

Процент армирования μ определяют по формуле

$$\mu = \frac{2A_{s\omega}(\varphi + b)}{hbs} \cdot 100\%, \quad (38)$$

В формулах приняты следующие обозначения:

A - площадь сечения усиливаемой кладки;

A'_s - то же, продольных уголков или продольной арматуры,

$A_{s\omega}$ - то же, хомута или поперечной полосы; площади A_s и $A_{s\omega}$ определяют по приложению 4; .

A_b - то же, бетона обоймы, заключенной между хомутами и кладкой (без учета защитного слоя);

m_k - коэффициент условий работы кладки, принимаемый равным 1 для кладки без повреждений и 0,7 для кладки трещинами;

m_b - коэффициент условий работы бетона, принимаемый равным 1 при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры под обоймой, 0,7 - при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры под обоймой и 0,35- при передаче нагрузки только через кладку и отсутствии опоры под обоймой;

$R_{s\omega}$ - расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы, принимаемое для арматуры АIII (A300) $R_{s\omega} = 190$ МПа; для арматуры AI (A240)

$R_{s\omega} = 150$ МПа;

b и h размеры поперечного сечения усиливаемого элемента;

s - шаг хомутов или поперечных планок;

φ - коэффициент продольного изгиба определяют как для неусиленной кладки по приложению 2;

R_{sc} - расчетное сопротивление продольной арматуры сжатию, для AI (A240) – 43 МПа; для АIII(A300) – 55 МПа в условиях работы без непосредственной передачи нагрузки на обойму;

R - расчетное сопротивление кладки по приложению 3;

N - продольное усилие, действующее на столб, определяется по методу грузовых площадей. В случаях, когда $l_0 > h/6$ усилие кладки обоймами неэффективно. Расчет усиления ведется в следующей последовательности:

1. Определяется продольное усилие N , действующее на кирпичный элемент, требующий усиления и эксцентриситет приложения его.
2. Определяются исходные данные для расчета: размеры кирпичного элемента, марка раствора и кирпича, расчетная высота.
3. Выбор вида обоймы зависит от архитектурных соображений и технологических возможностей.
4. По принятым исходным данным определяют расчетные сопротивления усиления и каменной кладки, а также коэффициенты условий работы.
5. По формулам 36 и 37 определяют коэффициенты ψ и η .
6. По приложению 2 определяют коэффициенты φ в зависимости от гибкости элемента, определяемой по формулам 3 .
7. Назначают вертикальное и поперечное армирование обойм.
8. Определяют процент поперечного армирования по формуле 38.
9. По формулам 33, 34, 35 выполняется проверка прочности принятого усиления. Если условия выполняются, то прочность обеспечена. Если условие не выполняется, необходимо увеличить площадь элементов усиления. При подборе элементов усиления желательно, чтобы расхождение между действующими усилием N и несущей способностью столба составляло не более 5-10 %.

Литература

1. Строительные нормы и правила. Каменные и армокаменные конструкции. СНиП II-22-81*. – Введ. 01.01.83. – М.: Стройиздат, 1995. – 39с.
2. Вахненко, П. Ф. Каменные и армокаменные конструкции / П. Ф. Вахненко. – Киев: Будивэльник, 1990. – 184 с.
3. Соколов, Б. С. Каменные и армокаменные конструкции: автоматизир. учеб. комплекс / Б. С. Соколов, А. Б. Антаков. – М.: АСВ, 2008. – 95с.
4. Железобетонные и каменные конструкции : учебник для вузов по направлению "Строительство" / под ред. В. М. Бондаренко. – Изд. 5-е, стер. – М.: Высш. шк., 2008. – 886, [1] с.
5. Еременок, П. Л. Каменные и армокаменные конструкции / П. Л. Еременок, И. П. Еременок. – Киев: Вища школа, 1981. – 224 с.
6. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 152 с.

Гибкость		Коэффициент η для кладки			
λ_h	λ_l	из глиняного кирпича и керамических камней; камней и крупных блоков из тяжелого бетона; из природных камней всех видов		из силикатного кирпича и силикатных камней; камней из батона на пористых заполнителях; крупных блоков из ячеистого бетона	
		при проценте продольного армирования			
		0,1 и менее	0,3 и более	0,1 и менее	0,3 и более
≤ 10	≤ 35	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,20	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,20	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,30

Примечание. Для неармированной кладки значения коэффициента η следует принимать как для кладки с армированием 0,1 % и менее. При проценте армирования более 0,1 и менее 0,3 коэффициента определяется интерполяцией.

Гибкость		Коэффициенты 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	0,90	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60	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	0,50	0,37	0,23
18	63	0,77	0,70	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	0,20	-
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	0,10	0,07	-
50	173	0,17	0,13	0,13	0,10	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,10	0,10	0,08	0,06	0,04	-

Примечания:

1. Коэффициенты φ при промежуточных величинах гибкости определяются по интерполяции.

2. Коэффициенты φ для отношений λ_h превышающих предельные (пл. 6.16-6.20), следует принимать при определении φ_c (п.4.7) в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

3. Для кладки с сетчатым армированием величины упругих характеристик, определяемые по формуле (5), могут быть менее 200.

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления R, МПа (кгс/см), сжатую кладку из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами с шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50-160 мм на тяжелых растворах при марке раствора								При прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2(2)	нулевой
300	3,9 (39)	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)
250	3,6 (36)	3,3 (33)	3,0 (30)	2,8 (28)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,9 (19)	1,6 (16)	1,5 (15)	1,3 (13)
200	3,2 (32)	3,0 (30)	2,7 (27)	2,5 (25)	2,2 (22)	1,8 (18)	1,6 (16)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,0 (10)
150	2,6 (26)	2,4 (24)	2,2 (22)	2,0 (20)	1,8 (18)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,2 (12)	1,0 (10)	0,8 (8)
125	-	2,2 (22)	2,0 (20)	1,9 (19)	1,7 (17)	1,4 (14)	1,2 (12)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)
100	-	2,0 (20)	1,8 (18)	1,7 (17)	1,5 (15)	1,3 (13)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,8 (8)	0,6 (6)
75	-	-	1,5 (15)	1,4 (14)	1,3 (13)	1,1 (11)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)
50	-	-	-	1,1 (11)	1,0 (10)	0,9 (9)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,5 (5)	0,35 (3,5)
35	-	-	-	0,9 (9)	0,8 (8)	0,7 (7)	0,6 (6)	0,45 (4,5)	0,4 (4)	0,25 (2,5)

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 месяцев;

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.

Расчетные площади сечений и масса арматуры, сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной арматурной проволоки.

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечных сечений, см при числе стержней										Масса, кг/м	Диаметр мм	Сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля из стали класса							Сортамент арматурной проволоки
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A300	A400	A500	A540	A600	A800	A1000	
3	0.07	0.14	0.21	0.28	0.36	0.43	0.50	0.57	0.64	0.71	0.052	3	-	-	-	-	-	-	-	x
4	0.12	0.25	0.38	0.50	0.63	0.76	0.88	1.01	1.13	1.26	0.092	4	-	-	-	-	-	-	-	x
5	0.196	0.39	0.59	0.78	0.98	1.18	1.37	1.57	1.76	1.96	0.144	5	-	-	-	-	-	-	-	x
6	0.28	0.57	0.85	1.13	1.42	1.70	1.98	2.26	2.55	2.83	0.222	6	x	x	-	-	-	-	-	x
7	0.38	0.77	1.16	1.54	1.93	2.31	2.69	3.08	3.47	3.85	0.302	7	-	-	-	-	-	-	-	x
8	0.50	1.01	1.51	2.01	2.52	3.02	3.52	4.02	4.53	5.03	0.395	8	x	x	x	-	-	-	-	x
9	0.63	1.27	1.91	2.54	3.18	3.82	4.45	5.09	5.72	6.36	0.499	9	x	x	x	-	-	-	-	x
10	0.78	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	0.617	10	x	x	x	-	x	x	x	x
12	1.131	2.26	3.39	4.52	5.66	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	0.888	12	x	x	x	-	x	x	x	x
14	1.39	3.08	4.62	6.16	7.70	9.23	10.77	12.31	13.85	15.39	1.208	14	x	x	x	-	x	x	x	-
16	2.01	4.02	6.03	8.04	10.6	12.7	14.8	16.9	18.10	20.1	1.578	16	x	x	x	-	x	x	x	-
18	2.54	5.09	7.64	10.18	12.73	15.27	17.82	20.36	22.91	25.45	1.998	18	x	x	x	-	x	x	x	-
20	3.142	6.28	9.43	12.57	15.71	18.85	21.9	25.14	28.28	31.42	2.466	20	x	x	x	x	x	x	x	-
22	3.801	7.60	11.40	15.2	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	2.984	22	x	x	x	x	x	x	x	-
25	4.90	9.82	14.73	19.64	24.55	29.45	34.3	39.27	44.18	49.09	3.853	25	x	x	x	x	x	x	x	-
28	6.15	12.32	18.47	24.6	30.79	36.95	43.11	49.26	55.42	61.58	4.834	28	x	x	x	x	x	x	x	-
32	8.04	16.08	24.10	32.1	40.21	48.25	56.2	64.34	72.38	80.42	6.313	32	x	x	x	x	x	x	x	-
36	10.18	20.3	30.50	30.5	50.90	61.08	71.2	81.44	91.62	101.8	7.990	36	x	x	x	x	x	-	-	-
40	12.56	25.12	37.68	37.68	62.80	75.36	87.92	100.4	113.04	125.6	9.870	40	x	x	x	x	x	-	-	-