



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ  
РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Белорусский национальный  
технический университет**

---

**Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»**

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ  
ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ**

**Учебно-методическое пособие  
к выполнению контрольной работы**

**Минск  
БНТУ  
2014**

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Кафедра «Железобетонные и каменные конструкции»

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ  
ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

Учебно-методическое пособие  
к выполнению контрольной работы  
по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»  
для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное  
и гражданское строительство»

*Рекомендовано учебно-методическим объединением  
в сфере высшего образования Республики Беларусь  
в области строительства и архитектуры*

Минск  
БНТУ  
2014

УДК 624.012.04(075.8)

ББК 38.51я7

P24

Авторы:

*В. В. Гринёв, В. Ф. Зверев, Е. Л. Коршун, Г. Г. Мадалинский,  
Н. А. Рак, В. И. Смех, А. Е. Шилов, А. А. Хотько, С. Б. Щербак,  
Ф. П. Босовец, И. В. Даниленко, А. Н. Ловыгин, В. В. Латыш*

Рецензент

*А. Н. Жабинский*, канд. техн. наук, доцент, зав. кафедрой  
«Металлические и деревянные конструкции» БНТУ

P24 Расчет и конструирование элементов каменных конструкций многоэтажного здания: учебно-методическое пособие к выполнению контрольной работы по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» / В. В. Гринёв [и др.]. – Минск : БНТУ, 2014. – 60 с.

ISBN 978-985-550-254-9.

В учебно-методическом пособии приведены краткие сведения по расчету и проектированию каменных и армокаменных конструкций многоэтажных зданий с жесткой конструктивной схемой. Даны примеры расчета стен и столбов многоэтажного каменного здания.

Вопросы расчета и конструирования изложены в соответствии с нормами проектирования каменных и армокаменных конструкций СНиП П-22–81 [1], введенного в действие с 1 января 1983 г., и другими источниками [2–9].

УДК 624.012.04(075.8)

ББК 38.51я7

ISBN 978-985-550-254-9

© Белорусский национальный  
технический университет, 2014

## СОДЕРЖАНИЕ

1. Компоновка конструктивной схемы многоэтажных каменных зданий .....	4
<i>Пример. Анализ конструктивной схемы здания</i> .....	5
2. Эскизное проектирование стен и столбов здания .....	7
<i>Пример. Эскизное проектирование стен и столбов здания</i> .....	11
3. Расчет стен и столбов многоэтажных каменных зданий с жесткой конструктивной схемой.....	13
<i>Пример. Расчет на местное сжатие кладки под опорными участками железобетонных ригелей железобетонного перекрытия</i> .....	22
4. Расчет центрально сжатых элементов каменных и армокаменных конструкций.....	29
<i>Пример. Расчет кирпичного столба</i> .....	31
5. Расчет внецентренно сжатых элементов каменных и армокаменных конструкций.....	35
<i>Пример 5.1. Расчет армированного простенка наружной стены здания</i> .....	36
<i>Пример 5.2. Расчет простенка наружной стены многоэтажного здания</i> .....	43
ЛИТЕРАТУРА .....	53
ПРИЛОЖЕНИЕ .....	54

## 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ МНОГОЭТАЖНЫХ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ

Конструктивной основой современного многоэтажного здания служит пространственная несущая система, образованная вертикальными и горизонтальными конструкциями здания (стены, столбы, рамы каркаса, перекрытия, покрытия и др.). Элементы этой пространственной системы воспринимают действующие на здание нагрузки.

По признакам пространственной жесткости здания разделяют на здания с жесткой конструктивной схемой и здания с упругой конструктивной схемой.

К зданиям с *жесткой конструктивной схемой* относятся здания, имеющие жесткие (неподвижные) горизонтальные опоры для стен и столбов, к зданиям с упругой конструктивной схемой – упругие опоры.

Каменные стены и столбы зданий при расчете на горизонтальные нагрузки, внецентренное и центральное сжатие следует принимать опертыми в горизонтальном направлении на междуэтажные перекрытия, покрытия и поперечные стены (п. 6.7. СНиП II-22-81). Эти опоры делятся на жесткие (несмещаемые) и упругие.

За *жесткие* опоры следует принимать:

а) поперечные каменные и бетонные стены – толщиной не менее 12 см, железобетонные – толщиной не менее 6 см, контрфорсы, поперечные рамы с жесткими узлами, участки поперечных стен и другие конструкции, рассчитанные на восприятие горизонтальной нагрузки;

б) покрытия и междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными жесткими конструкциями – не более указанных в табл. 1.1;

в) ветровые пояса, фермы, ветровые связи и железобетонные обвязки, рассчитанные по прочности и по деформациям на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от стен.

За *упругие* опоры следует принимать покрытия и междуэтажные перекрытия при расстояниях между поперечными жесткими конструкциями, превышающих указанные в табл. 1.1, при отсутствии ветровых связей, указанных в подпункте «в». Стены и столбы, не имеющие связи с перекрытиями (при устройстве катковых опор и т. п.), следует рассчитывать как свободно стоящие.

Таблица 1.1

Максимальные расстояния  $L_{ст}$  между поперечными конструкциями, при которых покрытия и перекрытия считаются жесткими опорами для стен и столбов

Тип покрытий и перекрытий	Расстояние между поперечными жесткими конструкциями, м, при группе кладки			
	I	II	III	IV
А. Железобетонные сборные замоноличенные (см. примечание) и монолитные	54	42	30	–
Б. Из сборных железобетонных настилов (см. примечание) и из железобетонных или стальных балок с настилом из плит или камней	42	36	24	–
В. Деревянные	30	24	18	12

**П р и м е ч а н и я:** Указанные предельные расстояния должны быть уменьшены в следующих случаях:

- а) при скоростных напорах ветра 70, 85 и 100 кгс/м<sup>2</sup> – соответственно на 15, 20 и 25 %;
- б) при высоте здания 22–32 м – на 10 %; 33–48 м – на 20 % и более 48 м – на 25 %;
- в) для узких зданий при ширине  $b$  менее двойной высоты этажа  $H$  – пропорционально отношению  $b/2H$ .

## П р и м е р

### *Анализ конструктивной схемы здания*

Дано: здание производственное, четырехэтажное с подвалом, имеет размеры в плане  $36 \times 18$  м, сетку колонн  $6 \times 6$  м (рис. 1.1). Высота этажа 4,8 м. Наружные стены – кирпичные, из кирпича марки 100, наружные размеры оконных проемов  $4,2 \times 2,4$  м, ширина простенка – 1,8 м. Перекрытия и покрытия – сборные панельно-балочные железобетонные (ребристые плиты). Место строительства – г. Минск.

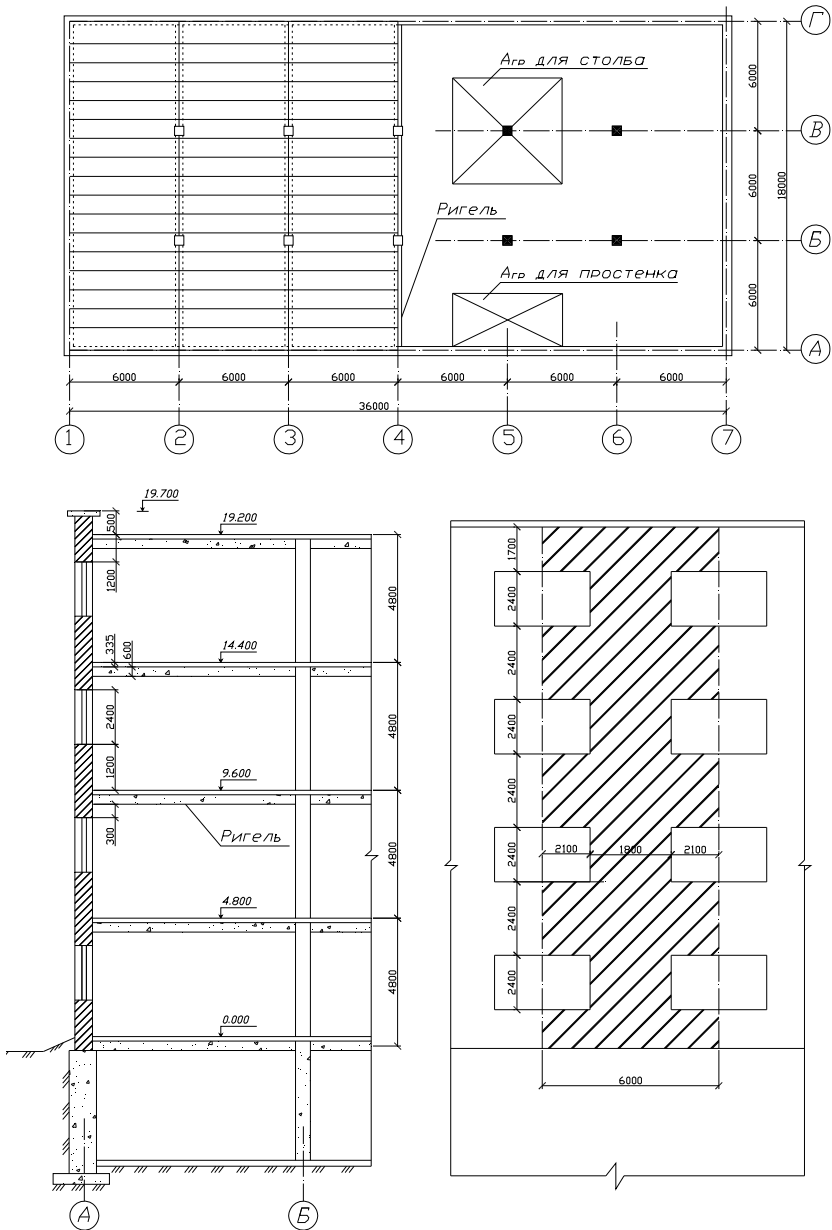


Рис. 1.1. План, разрез и фрагмент фасада здания

Данное здание – каркасное с неполным каркасом.

Группа кладки I (сплошная кладка из кирпича марки 50 и выше на растворе марки 10 и выше) – табл. 26 СНиП II-22–81. Скоростной напор ветра 270 Па < 700 Па. Высота здания

$$4 \cdot 4,8 = 19,2 < 22 \text{ м.}$$

$$b = 18 \text{ м} > 2 \cdot 4,8 = 9,6 \text{ м (примечание «в» табл. 1.1).}$$

При этих условиях максимальное расстояние  $L_{ст}$  между поперечными конструкциями, при котором покрытие и перекрытие из сборных железобетонных элементов считаются жесткими опорами для стен и столбов, составляет  $L_{ст} = 42$  м (см. табл. 1.1). Фактическое расстояние между поперечными стенами в рассматриваемом здании составляет  $L = 36$  м, что меньше максимального  $L_{ст} = 42$  м.

Следовательно, данное здание может рассматриваться как здание с жесткой конструктивной схемой.

## 2. ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТЕН И СТОЛБОВ ЗДАНИЯ

При проектировании каменных и армокаменных конструкций (п. 1.2 СНиП II-22–81) следует применять конструктивные решения, изделия и материалы:

а) наружные стены:

из пустотелых керамических и бетонных камней и кирпича;

облегченной кирпичной кладки с плитным утеплителем или засыпкой из пористых заполнителей;

сплошных камней и блоков из бетона на пористых заполнителях, поризованных и ячеистых бетонов.

Применение сплошной кладки из полнотелого глиняного или силикатного кирпича для наружных стен помещений с сухим и нормальным влажностным режимом допускается только при необходимости обеспечения их прочности;

б) стены из панелей и крупных блоков, изготовленных из бетонов различных видов, а также из кирпича или камней;

в) кирпич и камни марок по прочности на сжатие 150 МПа и более в зданиях высотой более пяти этажей;



г) местные природные каменные материалы;

д) растворы с противоморозными химическими добавками для зимней кладки.

Стены, возводимые из крупных элементов, в наибольшей степени отвечают требованиям индустриализации.

Размеры внутренних каменных столбов определяются их несущей способностью. Их выполняют из сплошных камней правильной формы и высокой прочности. При проектировании стены и столбы выполняются из кирпича, обыкновенных или лекальных камней.

К кирпичу относятся изделия толщиной менее 13 см, укладываемые каменщиком в стену одной рукой. Штучная масса кирпича ограничивается массой 4,0–4,3 кг.

Основные размеры кирпича:  $250 \times 120 \times 65$  и  $250 \times 120 \times 88$  мм. Модульный (толщиной 88 мм) глиняный и силикатный кирпич для уменьшения их массы изготавливаются с пустотами.

К обыкновенным камням относятся изделия, размеры которых большие, чем размеры кирпича, допускающие ручную кладку (вес отдельных камней не должен превышать 32 кг):

а) керамические пустотелые камни с вертикальными щелевидными пустотами (размеры  $250 \times 120 \times 138$  мм, пустотность 22–24 %);

б) камни бетонные сплошные и пустотелые из бетона тяжелого или легкого с пористыми заполнителями (основные размеры  $390 \times 190 \times 188$ ,  $390 \times 90 \times 188$  мм).

Наружные стены здания должны быть запроектированы так, чтобы, имея достаточную прочность, они удовлетворяли теплотехническим требованиям и имели гибкость, не превышающую предельных величин, установленных нормами.

Предварительное назначение толщин стен здания осуществляется по теплотехническим требованиям.

Необходимая толщина стены, удовлетворяющая теплотехническим требованиям, может быть определена с помощью обычного теплотехнического расчета.

Сопротивление теплопередаче  $R_T$  должно быть не менее сопротивления теплопередачи  $R_{T, \text{норм}}$ , требуемого из санитарно-гигиенических условий (приведено в табл. 2.1). Теплотехнические показатели отдельных строительных материалов приведены в табл. 2.2.

Таблица 2.1

**Сопrotивление теплопередаче наружных  
ограждающих конструкций**

Ограждающие конструкции	Нормативное сопротивление теплопередаче $R_{т.норм}$ , $м^2 \cdot ^\circ C / Вт$
Жилые и общественные здания	
Наружные стены зданий	3,2
Здания производственного назначения	
Наружные стены зданий	2,0

Таблица 2.2

**Теплотехнические показатели строительных материалов**

Материал	Характеристики материала в сухом состоянии			Расчетное массовое отношение влаги в материале $W$ , %		Расчетные коэффициенты (при условиях эксплуатации)				
	Плотность $\rho$ , $кг/м^3$	Удельная теплоемкость $c$ , $кДж/(кг \cdot ^\circ C)$	Коэффициент теплопроводности $\lambda$ , $Вт/(м \cdot ^\circ C)$			теплопроводности $\lambda$ , $Вт/(м \cdot ^\circ C)$		теплоусвоения $s$ , $Вт/(м^2 \cdot ^\circ C)$ (при периоде 24 ч)		паропроницаемости $\mu$ , $мг/(м \cdot ч \cdot Па)$
				А	Б	А	Б	А	Б	А, Б
Глиняного обыкновенного	1800	0,88	0,56	1	2	0,70	0,81	9,20	10,12	0,11
Сложный (песок, известь, цемент)	1700	0,84	0,52	2	4	0,70	0,87	8,95	10,42	0,098

**Допускаемые отношения высот стен и столбов к их толщинам.**

Отношение высоты стены (столба) к толщине, независимо от результатов обязательного расчета на прочность и устойчивость, не должна превышать предельных:

$$\beta = \frac{H}{h} \leq \beta_{пр} \cdot k,$$

где  $H$  – высота стены этажа между перекрытиями;

$\beta_{пр}$  – предельное отношение, которое для несущих стен без проемов при свободной длине стены  $L \leq 2,5 H$  принимается по табл. 2.3;

$h$  – толщина стены (для стен с пилястрами и столбов сложного сечения принимается условная толщина  $h_{ред} = 3,5 \cdot i$ , где  $i = \sqrt{J/A}$ );

$k$  – поправочный коэффициент к предельным отношениям для стен с проемами, который принимается по табл. 2.4.

Таблица 2.3

### Предельные отношения высоты стены к ее толщине

Марка раствора	Отношения $\beta_{пр}$ при группе кладки			
	I	II	III	IV
50 и выше	25	22		–
25	22	20	17	–
10	20	17	15	14
4	–	15	14	13

Таблица 2.4

### Значения поправочного коэффициента

Характеристика стен и перегородок	Коэффициент $k$
1. Стены с проемами	$\frac{A_n}{A_b}$
2. Стены и перегородки при свободной их длине между примыкающими поперечными стенами или колоннами в пределах $(2,5 \dots 3,5) H$	0,9
3. То же при $l > 3,5 H$	0,8
<p><b>Примечания:</b></p> <p>1. Общий коэффициент снижения отношений <math>\beta</math>, определяемый путем умножения отдельных коэффициентов снижения <math>k</math>, принимается не ниже коэффициентов снижения <math>k_p</math>, указанных для столбов.</p> <p>2. Значения <math>A_n</math> – площадь нетто и <math>A_b</math> – площадь брутто – определяются по горизонтальному сечению стены.</p>	

Предельные отношения  $\beta$  для столбов, закрепленных в уровне перекрытий, принимаются по табл. 2.3 с понижающим коэффициентом  $k_p$ , приведенным в табл. 2.5.

Таблица 2.5

Значения повышающего коэффициента

Меньший размер поперечного сечения столба, см	Коэффициент $k_p$ для столбов	
	из кирпича и камней правильной формы	из бутовой кладки и бутобетона
90 и более	0,75	0,6
70–89	0,7	0,55
50–69	0,65	0,5
Менее 50	0,6	0,45

**Примечание.** Предельные отношения  $\beta$  несущих узких простенков, имеющих ширину менее толщины стены, должны приниматься как для столбов с высотой, равной высоте проемов.

**Пример**

*Эскизное проектирование стен и столбов здания*

В контрольной работе материалы для стен и столбов приводятся в задании. В нашем случае для наружных стен и внутренних столбов применена кладка из кирпича глиняного обыкновенного пластического прессования с плотностью  $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$  при марке раствора не ниже 50 (для возможности ведения зимней кладки с химическими добавками).

Предварительное назначение толщины стен здания:

а. По теплотехническим соображениям:

режим помещения – нормальный;

условия эксплуатации ограждения – «Б» [4, табл. 4.2];

коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции, принимаемый по [4, табл. 5.7],  $\alpha_{в} = 8,7 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C)}$ ;

коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции для зимних условий, принимаемый по [4, табл. 5.7],  $\alpha_{н} = 23 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{°C)}$ .

Предварительно примем толщину стены из кирпича  $\delta_1 = 380$  мм с отделочным слоем толщиной  $\delta_2 = 20$  мм.

Расчетное значение коэффициента теплопроводности кирпича

$$\lambda_1 = 0,81 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)} \text{ (см. табл. 2.2).}$$

Расчетное значение коэффициента теплопроводности отделочного слоя

$$\lambda_2 = 0,87 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)} \text{ (см. табл. 2.2).}$$

Нормативное сопротивление теплопередаче наружных стен для отапливаемых производственных зданий (см. табл. 2.1)

$$R_{\text{т.норм}} = 2,0 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт.}$$

Определяем термическое сопротивление каждого отдельного слоя:

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} = \frac{380}{0,81} = 0,469 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}};$$

$$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{20}{0,87} = 0,023 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}.$$

Термическое сопротивление стены

$$R_k = R_1 + R_2 = 0,469 + 0,023 = 0,492 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт.}$$

Сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции определяется по формуле

$$R_{\text{т}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_{\text{к}} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} = \frac{1}{8,7} + 0,492 + \frac{1}{23} = 0,650 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}},$$

что меньше  $R_{\text{т.норм}} = 2,0 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$ , т. е. необходимо выполнить утепление стены;

б. Исходя из предельных гибкостей.

Требуемая толщина стены определяется по формуле

$$h = \frac{H}{\beta_{\text{пр}} \cdot k} = \frac{480}{25 \cdot 0,669} = 28,7 \text{ см,}$$

где  $H = 4,8$  м – высота этажа;

$\beta_{\text{пр}} = 25$  (по табл. 2.3 для группы кладки I – кладки из камней правильной формы марки 50 и выше, выполненной на растворе 50 и выше, что имеет место в нашем случае);

$$k = k_1 \cdot k_2 = 0,837 \cdot 0,8 = 0,669 > k_p = 0,6 \text{ (по табл. 2.4),}$$

где  $k_1 = \sqrt{\frac{A_n}{A_b}} = \sqrt{b_{\text{простенка}}/b} = \sqrt{4,2/6} = \sqrt{0,333} = 0,837$  (для стен с проемами);

$k_2 = 0,8$  (при  $L > 3,5$  Н), так как расстояние между примыкающими поперечными стенами составляет 36,0 м и  $36 \text{ м} > 3,5 \cdot 4,8 = 16,8 \text{ м}$ .

Предварительно принимаем толщину наружных стен равной 38 см. Наименьшее сечение внутренних кирпичных столбов в верхнем этаже здания должно быть  $51 \times 51$  см.

### **3. РАСЧЕТ СТЕН И СТОЛБОВ МНОГОЭТАЖНЫХ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ С ЖЕСТКОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМОЙ**

Вертикальные и горизонтальные конструкции здания (стены, столбы, перекрытия, покрытия и др.) образуют пространственную систему, элементы которой воспринимают действующие на здание нагрузки.

Конструкции каменных зданий воспринимают следующие нагрузки:

а) вертикальные (собственный вес стены, вес кровли и снега, вес перекрытия, полезная нагрузка на перекрытие и т. д.);

б) горизонтальные (ветровые).

Ветровая нагрузка при расчете стен и столбов зданий, имеющих жесткую пространственную схему, может не учитываться, если дополнительная расчетная сила или момент от ветровой нагрузки не

превышают 10 % расчетной продольной силы или момента от вертикальных нагрузок.

В зданиях с жесткой конструктивной схемой стены и столбы рассчитываются на внецентренные нагрузки как вертикальные неразрезные балки.

В целях упрощения расчета допускается считать стену или столб расчлененными по высоте на однопролетные балки с расположением шарниров в плоскостях опирания перекрытий.

Нагрузка от верхних этажей принимается приложенной в центре тяжести сечения стены или столба вышележащего этажа. Нагрузки в пределах данного этажа считаются приложенными с фактическими эксцентриситетами относительно центра тяжести сечения стены. При отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления, разрешается принимать расстояние от точки приложения опорной реакции прогонов, балок или настила до внутренней грани стены или опорной плиты, равное одной трети ( $1/3$ ) глубины заделки, но не более 7 см.

Таким образом, изгибающие моменты учитываются от нагрузок, приложенных в пределах рассматриваемого этажа, т. е. от перекрытия над этим этажом, если толщина стены на уровне перекрытия, расположенного над данным этажом и в пределах этажа, не меняется. При несимметричном изменении толщины стены на уровне перекрытия, расположенного над данным этажом, изгибающие моменты в стене возникают также от нагрузок вышележащих этажей. При изменении сечения стены в пределах рассчитываемого этажа должен учитываться момент, вызванный смещением оси стены.

Основные расчетные формулы для определения нормальных сил и моментов при рассматриваемой расчетной схеме приведены в табл. 3.1.

Столбы каменных зданий при одностороннем загрузении междуэтажных перекрытий временной нагрузкой испытывают внецентренное сжатие. Поэтому они должны дополнительно рассчитываться на этот вид нагружения.

При равнопролетных прогонах и небольших величинах временной нагрузки в сравнении с постоянными нагрузками одностороннее загрузение столба временной нагрузкой обычно не является опасным.

Таблица 3.1

Формулы для определения нормальных сил и моментов

Конструкция стены, расчетные схемы и эпюры моментов	Формулы
	$N_x = P_1 + N_1 + P_x$ $M_x = P_1 \cdot e_1 \left(1 - \frac{x}{H_{\text{эТ}}}\right)$ $e_1 = a_1 - \frac{t}{3} \leq 7 \text{ см}$
	$N_x = P_1 + N_1 + P_x$ $M_x = (P_1 e_1 - N_1 e_2) \times \left(1 - \frac{x}{H_{\text{эТ}}}\right)$



В табл. 3.1:

$P_1$  – расчетная величина опорного давления перекрытия над рассматриваемым этажом;

$P_x$  – расчетное значение собственного веса участка стены между рассматриваемым сечением и расположенным выше этажом ( $x$ );

$N_1$  – сумма расчетных нагрузок на стену, расположенных выше рассматриваемого этажа. В величину  $N_1$  включается также продольное усилие от действия ветровой нагрузки, если она учитывается в расчете;

$M_x$  – расчетный изгибающий момент.

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки следует определять в пределах каждого этажа как для балки с заделанными концами, за исключением верхнего этажа, в котором верхняя опора принимается шарнирной.

При неодинаковых пролетах прогонов перекрытий, опирающихся на столб, необходим расчет столбов на внецентренное сжатие.

Сечение центрально сжатых столбов рекомендуется принимать квадратным (круглым), внецентренно сжатых – прямоугольным, развитым в плоскости действия изгибающего момента. В инженерных сооружениях применяются кольцевые сечения.

### **Расчет узлов опирания балок перекрытий на стены и столбы каменных зданий**

При опирании на кладку балок, плит перекрытий и т. д. необходимо обеспечить передачу сосредоточенных нагрузок, приложенных к части площади сечения, т. е. должен быть произведен расчет сечений на местное сжатие. Конструкция опорного узла и положение реакции опорного давления от балок и прогонов должны быть заранее известны для возможности определения усилий в стенах и столбах от вертикальной нагрузки. При отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления, разрешается принимать расстояние от точки приложения опорной реакции прогонов, балок или настила до внутренней грани стены или опорной плиты, равное одной трети глубины заделки, но не более 7 см.

Глубина площадки опирания железобетонных элементов перекрытий и покрытий на стены и столбы должна обеспечивать надежную анкеровку рабочей продольной арматуры этих элементов.

Для обеспечения анкеровки всех продольных стержней арматуры, доходящих до опоры, на крайних свободных опорах изгибаемых элементов должны соблюдаться требования:

1) если условие

$$Q \leq k \cdot R_{br}(f_{ctd}) \cdot b \cdot h_0 \quad (k = 0,6 \text{ тяжелого бетона})$$

не соблюдается, длина анкеровки стержней за внутреннюю грань свободной опоры  $L_{ан}$  ( $L_{bd}$ ) должна быть не менее 10 диаметров, для определения поперечной силы также можно использовать формулы п. 7.2.1 [8];

2) длина анкеровки стержней за внутреннюю грань опоры может быть уменьшена против требуемой пунктом 1, если величина  $L_{ан}$  ( $L_{bd}$ ) менее 10 диаметров, и принимается равной  $L_{ан}$  ( $L_{bd}$ ), но не менее 5 диаметров.

Расчет сечений на смятие (п. 4.13. СНиП II-22-81) при распределении нагрузки на части площади сечения следует производить по формуле

$$N_c \leq \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c,$$

где  $N_c$  – продольная сжимающая сила от местной нагрузки;

$\psi$  – коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки;

$d = (1,5-0,5) \psi$  – для кирпичной и виброкирпичной кладки, а также кладки из сплошных камней или блоков, изготовленных из тяжелого и легкого бетона;

$d = 1$  – для кладки из пустотелых бетонных камней или сплошных камней и блоков из крупнопористого и ячеистого бетона;

$R_c$  – расчетное сопротивление кладки на смятие;

$A_c$  – площадь смятия, на которую передается нагрузка.

При равномерном распределении давления  $\psi = 1$ , при треугольной эпюре давления  $\psi = 0,5$ . Если под опорами изгибаемых элементов установка распределительных плит не требуется, то допускается принимать  $\psi \cdot d = 0,75$  (для кладок их полнотелого кирпича, сплошных камней и крупных блоков из тяжелого бетона или бетона на пористых заполнителях М50 и выше).

Расчетное сопротивление кладки на смятие  $R_c$  (п. 4.14. СНиП II-22-81) следует определять по формуле

$$R_c = \xi \cdot R;$$

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1,$$

где  $\xi_1$  – коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки (для кирпичной кладки и случаев местного нагружения, представленных на рис. 3.1,  $\xi_1 \leq 2,0$ );

$A$  – расчетная площадь сечения.

Расчетная площадь сечения  $A$  для наиболее часто встречающихся случаев местного сжатия показана на рис. 3.1.

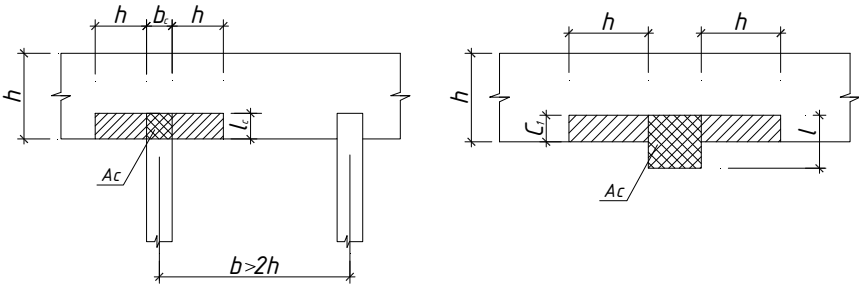


Рис. 3.1. К определению расчетной площади

Для условий, не совпадающих с показанными на рис. 3.1, приведённом выше, коэффициент  $\xi_1$  и расчетные площади сечения определяются по п. 4.13 и 4.6 [1].

При необходимости повышения несущей способности опорного участка кладки при местном сжатии могут применяться следующие конструктивные мероприятия:

- 1) сетчатое армирование опорного участка кладки;
- 2) опорные распределительные плиты;
- 3) устройство пилястр.

Если нагрузка передается на кладку через распределительные устройства (например, через железобетонную плиту), эти устройства в расчетной схеме заменяются поясом кладки, имеющим в плане те же размеры, что и распределительные устройства с эквивалентной по жесткости высотой, вычисленной по формуле

$$H_{\text{экв}} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,85 \cdot E_b \cdot I_p}{E \cdot d}},$$

где  $E_b$  ( $E_{cm}$ ) – начальный модуль упругости бетона;

$I_p$  – момент инерции распределительного устройства;

$E$  – модуль упругости кладки; принимаем  $E = 0,5E_0$ ;

$d$  – размер распределительного устройства в направлении, перпендикулярном направлению распределения.

Размеры распределительного устройства должны выбираться такими, чтобы выполнялось условие

$$\sigma_{\text{max}} \leq 0,8\gamma R_u.$$

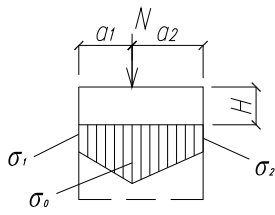
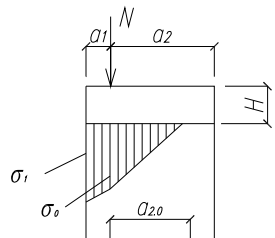
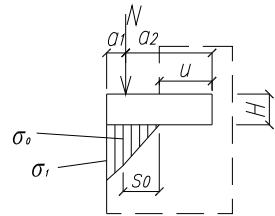
Напряжения в кладке под распределительным устройством определяются по формулам табл. 3.2.

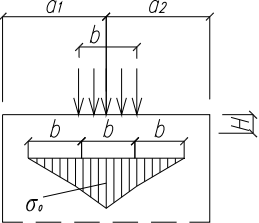
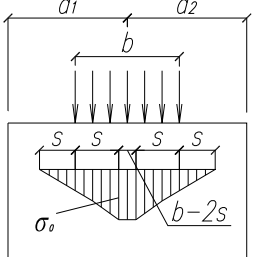
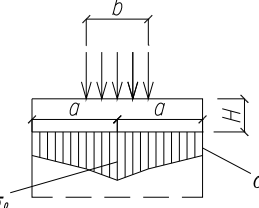
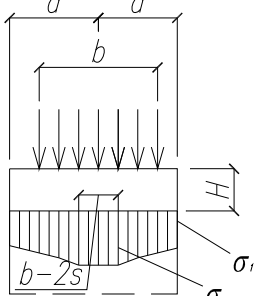
Таблица 3.2

Эпюры нормальных напряжений от местных нагрузок

Схема приложения нагрузки и распределения напряжений	Условие применимости формул	Напряжения $\sigma_0$ и $\sigma_1$
1	2	3
<p>1.</p>	$a_1 \text{ и } a_2 > s = \frac{\pi H}{2}$	$\sigma_0 = 0,64 \frac{N}{Hd}$
<p>2.</p>	$a < s$	$\sigma_0 = \frac{N}{2ad} \left( 1 + 0,41 \frac{a^2}{H^2} \right);$ $\sigma_1 = \frac{N}{2ad} \left( 1 - 0,41 \frac{a^2}{H^2} \right)$

Продолжение табл. 3.2

1	2	3
<p>3.</p> 	$a_1 < s$  $a_1 \geq \frac{a_2}{2}$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0d} \left( 1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2} \right);$ $\sigma_1 = \frac{2Na_2}{(a_1+a_2)a_1d} - \frac{\sigma_0(a_1+a_2)}{2a_1};$ $\sigma_2 = \frac{2Na_2}{(a_1+a_2)a_2d} - \frac{\sigma_0(a_1+a_2)}{2a_2}$ $a_0 = \frac{(a_1 + a_2)^4}{8(a_1^3 + a_2^3)}$
<p>4.</p> 	$a_1 < s$  $a_1 < \frac{a_2}{2}$  $a_{2,0} < a_2$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0d} \left( 1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2} \right);$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1d} - \frac{\sigma_0(a_1 + a_{2,0})}{a_1};$ $a_0 = 1,125a_1;$ $a_{2,0} = \sqrt{\frac{4Na_1}{\sigma_0d}} - a_1$
<p>5.</p> 	$a_1 < s \quad a_2 \geq s_0$  $a_1 < \frac{a_2}{2} \quad s_0 < a_2$  Для затвердевшей кладки $u \geq 12 \text{ см} > H.$  Для свежей или оттаявшей кладки $u \geq 24 \text{ см} \geq 2H.$  Нагрузка $q$ погашает растягивающие напряжения под плитой	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0d} \left( 1 + 0,41 \frac{a_0^2}{H^2} \right);$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1d} - \frac{\sigma_0(a_1 + s_0)}{a_1};$ $a_0 = 0,15s + 0,85a_1;$ $s_0 = 0,4a_1 + 0,6s$

1	2	3
<p>6.</p> 	<p><math>a_1</math> и <math>a_2</math> больше <math>s + b/2</math> и одновременно <math>b &lt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{q}{d} \frac{2}{1 + \frac{\pi H}{b}};$ $q = \frac{N}{b}$
<p>7.</p> 	<p><math>a_1</math> и <math>a_2</math> больше <math>s + b/2</math> и одновременно <math>b &gt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{q}{d}$
<p>8.</p> 	<p><math>a &lt; s + \frac{b}{2}</math> и одновременно <math>b &lt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{qb}{2ad} (1 + \beta^2);$ $\sigma_1 = \frac{qb}{2ad} (1 - \beta^2);$ $\beta = \frac{2a}{\pi H + b}$
<p>9.</p> 	<p><math>a &lt; s + \frac{b}{2}</math> и одновременно <math>b &lt; 2s</math></p>	$\sigma_0 = \frac{q}{d} \left[ 1 + \frac{(b + 2s - 2a)^2}{16as} \right];$ $\sigma_1 = \frac{q}{d} \cdot \frac{(b + 2s)^2 - 4a^2}{16as}$

В этих формулах  $S$  – радиус влияния местной нагрузки:

$$S = \pi \cdot H/2 = 1,57 H,$$

где  $H$  – расстояние от уровня, в котором приложена местная нагрузка, до рассчитываемого сечения (при расчете сечения под распределительным устройством  $H = H_{\text{экр}}$ ).

Необходимая длина распределительной плиты  $L_1$  принимается из условия, что равнодействующая давления от конца балки на плиту приложена непосредственно на торце балки.

Величина ординаты давления  $\sigma_1$  на краю распределительной плиты, примыкающей к незагруженной части кладки, не должна превышать расчетного сопротивления кладки сжатию  $R$ .

### Пример

#### *Расчет на местное сжатие кладки под опорными участками железобетонных ригелей железобетонного перекрытия*

##### *Данные для расчета*

План и разрез здания даны в примере раздела 1. Сетка колонн  $6 \times 6$  м:

постоянная нагрузка  $q_{\text{пок}} = 4,95$  кПа;

снеговая  $p_{\text{пок}} = 0,98$  кПа (принята для данного примера условно);

полная  $q_{\text{пок}} = 5,92$  кПа.

Расчетные нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  междуэтажного перекрытия:

постоянная  $q_{\text{пер}} = 3,95$  кПа;

временная (полезная)  $p_{\text{пер}} = 12,00$  кПа;

$q_{\text{пер}} = 15,95$  кПа.

### Решение

При опирании ригеля на кирпичные стены размеры опор должны быть оправданы расчетом на смятие (рис. 3.2).

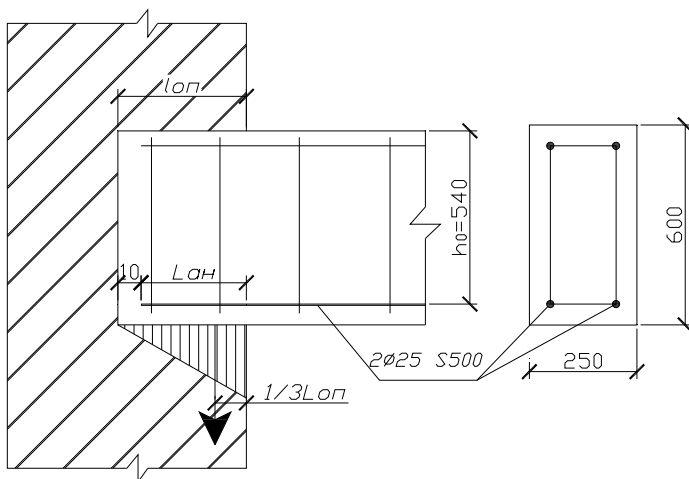


Рис. 3.2. Схема опирания ригеля

Поскольку

$$k \cdot R_{bt}(f_{ctd}) \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 250 \cdot 540 = 87,480 \text{ кН} < Q = \\ = N_c = 287,1 \text{ кН},$$

длина заведения продольной арматуры ригеля ( $2\text{Ø} 25 \text{ S400}$ ) за грань опоры  $L_{\text{ан}}$  должна быть не менее

$$10 \text{ диаметров} = 10 \cdot 2,5 = 25 \text{ см.}$$

Поэтому принимаем глубину заделки ригеля в стену

$$L_{\text{оп}} = 30 \text{ см и } L_{\text{ан}} = 30 - 1 = 29 \text{ см} > 10 \text{ диаметров.}$$

Расчетная нагрузка, передающаяся от ригеля на стену (при подсчете нагрузок, несмотря на неразрезность конструкций, они рассматриваются как разрезные):

$$Q = N_c = (q + p) \cdot A_{\text{гр}} = (3,95 + 12) \cdot 3,6 = 57,42 < 287,1 \text{ кН.}$$



Площадь смятия, на которую передается нагрузка:

$$A_c = b_c \cdot L_c = 25 \cdot 20 = 500 \text{ см}^2$$

(при опирании на край кладки изгибаемых элементов без распределительных плит при определении площади смятия  $A_c$  расчетная длина опорного участка элемента должна приниматься не более 20 см независимо от фактической длины этого участка).

Расчетная площадь сечения

$$A = (b_c + 2h) \cdot L_c = (25 + 2 \cdot 38) \cdot 20 = 2020 \text{ см}^2.$$

Коэффициент

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} = \sqrt[3]{\frac{2020}{500}} = 1,593 < \xi_1 = 2,0.$$

Требуемое расчетное сопротивление кладки из кирпича не может быть обеспечено. Балку необходимо устанавливать на распределительное устройство. Для повышения несущей способности опорного участка кладки предварительно принимаем опорную плиту с размерами  $38 \times 64$  см, высотой 22 см, армированную двумя сетками, и устраиваем пилестру размером в плане  $13 \times 64$  см.

В расчетной схеме распределительные устройства заменяем поясом кладки, имеющим в плане те же размеры, что и распределительные устройства с эквивалентной по жесткости высотой, вычисленной по формуле

$$H_{\text{эКВ}} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,85 \cdot E_b \cdot I_p}{E \cdot d}},$$

где  $E_b = 24000$  МПа (для класса бетона  $C_{16/20}$ );

$$I_p = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{64 \cdot 22^3}{12} = 56789 \text{ см}^4.$$

Для кладки принимаем кирпич марки 100 на растворе марки 50R = 1,5 МПа,  $R_u = k \cdot R = 2 \cdot 1,5 = 3,0$  МПа.

$$E = 0,5 \cdot E_0 = 0,5 \cdot \alpha \cdot R_u = 0,5 \cdot 1000 \cdot 2 \cdot 1,5 = 1500 \text{ МПа.}$$

Радиус влияния местной нагрузки

$$S = \pi \cdot H/2 = 3,14 \cdot 45,87/2 = 72,02 \text{ см}$$

(при расчете сечения под распределительным устройством  $H = H_{\text{кв}}$ ).

Проверяем достаточность глубины заделки (длины) опорной плиты. Производим расчет напряжений под опорной плитой при действии сосредоточенной нагрузки, приложенной на торце балки, рис. 3.3:

$$a_2 = 300 \text{ мм, } a_1 = L_1 - a_2 = 380 - 300 = 80 \text{ мм.}$$

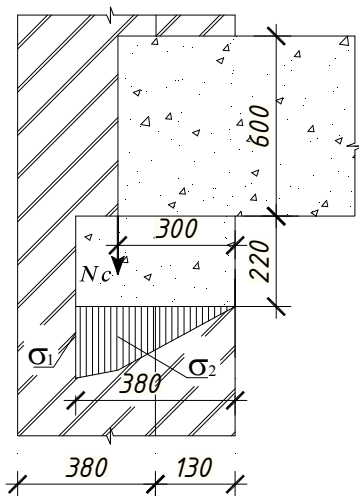


Рис. 3.3. К определению напряжений на опоре

Так как  $a_1 < S$  и  $a_1 < a_2/2 = 150$  мм, определяем величины напряжений по формуле (4) табл. 3.2:

$$\sigma_0 = \frac{N_c}{2 \cdot a_0 \cdot d} \cdot \left(1 + 0,41 \cdot \frac{a_0^2}{H^2}\right) = \frac{287100}{2 \cdot 90 \cdot 640} \cdot \left(1 + 0,41 \cdot \frac{90^2}{458,7^2}\right) = 2,53 \text{ МПа;}$$

$$a_0 = 1,125 \quad a_1 = 1,125 \cdot 80 = 90 \text{ мм};$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot N_c}{a_1 \cdot d} - \frac{\sigma_0 \cdot (a_1 + a_{2,0})}{a_1} = \frac{2 \cdot 287100}{80 \cdot 640} - \frac{2,53 \cdot (80 + 158,2)}{80} = 3,68 \text{ МПа};$$

$$a_{2,0} = \sqrt{\frac{4 \cdot N_c \cdot a_1}{\sigma_0 \cdot d}} - a_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot 287100 \cdot 80}{2,53 \cdot 640}} - 80 = 158,2 \text{ мм}.$$

Так как  $\sigma_1 = 3,68 \text{ МПа} \gg R = 1,5 \text{ МПа}$ , требуется существенно удлинить опорную плиту.

Более благоприятное распределение напряжений под опорной плитой может быть достигнуто, если ригель будет опираться на опорную плиту через фиксирующую прокладку, размеры которой определяются из условия местного смятия бетона плиты и назначены равными  $12 \times 30 \text{ см}$ . Фиксирующую прокладку следует размещать, как правило, ближе к центральным осям опорной плиты, но также необходимо обеспечивать длину анкеровки рабочей арматуры ригеля (рис. 3.4).

Определяем распределение напряжений в кладке под опорной плитой по формулам табл. 3.2 (схема 3, пункт 3).

$$a_1 = 210 \text{ мм}, \quad a_2 = 170 \text{ мм},$$

$$a_1 < S \text{ и } a_1 > a_2/2,$$

$$a_0 = \frac{(a_1 + a_2)^4}{8 \cdot (a_1^3 + a_2^3)} = \frac{(210 + 170)^4}{8 \cdot (210^3 + 170^3)} = 183,9 \text{ мм}.$$

Длину заделки ригеля в стену принимаем  $380 \text{ мм}$ , кратно величине половине кирпича.

$$\sigma_0 = \frac{N_c}{2 \cdot a_0 \cdot d} \cdot \left( 1 + 0,41 \cdot \frac{a_0^2}{H^2} \right) = \frac{287100}{2 \cdot 183,9 \cdot 640} \cdot \left( 1 + 0,41 \cdot \frac{183,9^2}{458,7^2} \right) = 1,3 \text{ МПа};$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{2 \cdot N_c \cdot a_2}{(a_1 + a_2) \cdot a_1 \cdot d} - \frac{\sigma_0 \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot a_1} = \frac{2 \cdot 287100 \cdot 170}{(210 + 170) \cdot 210 \cdot 640} - \\ &\quad - \frac{1,3 \cdot (210 + 170)}{2 \cdot 210} = 0,74 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot N_c \cdot a_1}{(a_1 + a_2) \cdot a_2 \cdot d} = \frac{\sigma_0 \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot a_2} = \frac{2 \cdot 287100 \cdot 210}{(210 + 170) \cdot 170 \cdot 640} - \frac{1,3 \cdot (210 + 170)}{2 \cdot 170} = 1,45 \text{ МПа.}$$

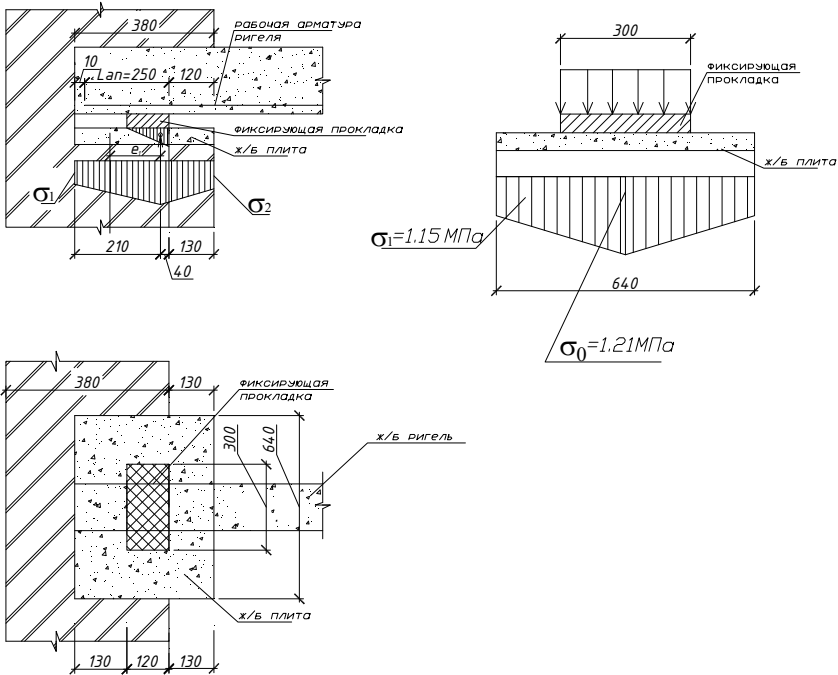


Рис. 3.4. К определению напряжений под опорной плитой

Длину заделки ригеля в стену принимаем 380 мм, кратно величине полукирпича.

Напряжения вдоль оси опорной плиты, параллельной оси стены, определяем по табл. 3.2 по формулам схемы 8, так как

$$a = 320 \text{ мм} < S + b/2 \text{ и } b = 300 \text{ мм} < 2S.$$

$$q = N_c/b = 287100/300 = 957,0 \text{ Н/мм;}$$

$$H_{\text{ЭКВ}} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{0,85 \cdot E_b \cdot I_p}{E \cdot d}} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{20400 \cdot 56789 \cdot 10^4}{1500 \cdot 380}} = 545,8 \text{ мм;}$$

$$\beta = \frac{2 \cdot a}{\pi \cdot H_{\text{эКВ}} + b} = \frac{2 \cdot 320}{3,14 \cdot 545,8 + 300} = 0,32;$$

$$\sigma_0 = \frac{q \cdot b \cdot (1 + \beta^2)}{2 \cdot a \cdot d} = \frac{957,0 \cdot 300 \cdot (1 + 0,32^2)}{2 \cdot 320 \cdot 380} = 1,3 \text{ МПа};$$

$$\sigma_1 = \frac{q \cdot b \cdot (1 - \beta^2)}{2 \cdot a \cdot d} = \frac{957,0 \cdot 300 \cdot (1 - 0,32^2)}{2 \cdot 320 \cdot 380} = 1,05 \text{ МПа}.$$

Значение ординаты эпюры давления  $\sigma_1$  на краю распределительной плиты, примыкающей к незагруженной части кладки, не должно превышать расчетного сопротивления кладки сжатию  $R$ , т. е.

$$\sigma_1 = 1,05 \text{ МПа} < R = 1,5 \text{ МПа}.$$

Определяем  $\psi$ , учитывая, что объем эпюры давления равен  $N_c$ :

$$\psi_1 = \frac{N_c}{\sigma_{\text{max}} \cdot A_c} = \frac{287100}{1,45 \cdot 380 \cdot 640} = 0,814;$$

$$\psi_2 = \frac{287100}{1,3 \cdot 380 \cdot 640} = 0,91;$$

$$\psi = \psi_1 \cdot \psi_2 = 0,814 \cdot 0,91 = 0,74.$$

Расчетная несущая способность опоры

$$\psi \cdot d \cdot R_c(f_{cd}) \cdot A_c = 0,74 \cdot 1,13 \cdot 1,815 \cdot 243200 = 369105 \text{ Н}.$$

где  $d = 1,5 - 0,5 \cdot \psi = 1,5 - 0,5 \cdot 0,74 = 1,13$ ;

$$A_c = 640 \cdot 380 = 243200 \text{ мм}^2;$$

$$A = 640 \cdot 380 + 2 \cdot 380 \cdot 250 = 433200 \text{ мм}^2;$$

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} = \sqrt[3]{\frac{433200}{243200}} = 1,21 < \xi_1 = 2,0;$$

$$R_c(f_{cd}) = \xi \cdot R = 1,21 \cdot 1,5 = 1,815 \text{ МПа}.$$

#### 4. РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии (п. 4.1 СНиП II-22–81) следует производить по формуле

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A,$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;

$m_g$  – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба;

$R$  – расчетное сопротивление сжатию кладки;

$A$  – площадь сечения элемента.

При меньшем размере прямоугольного поперечного сечения элементов  $h \geq 30$  см (или с меньшим радиусом инерции элементов любого сечения  $i \geq 8,7$  см) коэффициент  $m_g$  следует принимать равным единице.

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  для элементов любого и постоянного по длине сечения следует принимать в зависимости от гибкости элемента

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i},$$

а для прямоугольного сплошного сечения при отношении и упругой характеристики кладки  $\alpha$

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h}.$$

Расчет элементов с сетчатым армированием при центральном сжатии (п. 4.30 СНиП II-22–81) следует производить по формуле

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A,$$

где  $N$  – расчетная продольная сила;

$R_{sk} \leq 2R$  – расчетное сопротивление при центральном сжатии, для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами определяемое по формуле

$$R_{sk} = R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100};$$

при прочности раствора менее 2,5 МПа (25 кгс/см<sup>2</sup>) при проверке прочности кладки в процессе ее возведения по формуле

$$R_{sk1} = R_1 + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}}.$$

При прочности раствора более 2,5 МПа (25 кгс/см<sup>2</sup>) отношение  $\frac{R_1}{R_{25}}$  принимается равным 1.

$R_1$  – расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки в рассматриваемый срок твердения раствора;

$R_{25}$  – расчетное сопротивление кладки при марке раствора 25;

$\mu = \frac{V_s}{V_k} 100$  – процент армирования по объему, для сеток с квадратными ячейками из арматуры сечением  $A_{st}$  с размером ячейки  $c$  при расстоянии между сетками по высоте  $s$ ;

$m_g$  – коэффициент, определяемый по формуле (16) [1];

$V_s$  и  $V_k$  – соответственно объемы арматуры и кладки;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием  $\alpha_{sk}$ :

$$\alpha_{sk} = \alpha \cdot \frac{R_u}{R_{sku}} = \alpha \cdot \frac{k \cdot R}{k \cdot R + \frac{2 \cdot R_{sn} \cdot \mu}{100}}.$$

Для кладки из кирпича принимается  $k = 2,0$ . При  $\lambda_{hi} > 15$  и  $\lambda_i > 53$  применять сетчатое армирование не следует.

## Пример

### *Расчет кирпичного столба*

Требуется рассчитать кирпичный столб многоэтажного производственного здания. План и разрез здания приведены на рис. 1.1.

Расчетная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  покрытия

$$q_{\text{покp}} = 5,93 \text{ кПа.}$$

Расчетная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия

$$q_{\text{пер}} = 15,95 \text{ кПа.}$$

Грузовая площадь, с которой передается нагрузка от покрытия и перекрытий:

$$A_{\text{гр}} = 6 \cdot 6 = 36 \text{ м}^2.$$

Расчет столба на центральное сжатие выполняется в соответствии со структурной схемой на рис. 4.1.

Прочность столба, как правило, должна быть проверена на всех этажах здания. В соответствии с изменениями величины нагрузки по высоте здания сечение столба следует изменить через каждые два-три этажа.

1. Для примера рассчитаем кирпичный столб третьего этажа. Для верхних этажей (третьего и четвертого) принимаем сечение столба  $510 \times 640$  мм. Поскольку наименьший размер столба  $h = 510 \text{ мм} > 300 \text{ мм}$ , принимаем  $m_g = 1$  и расчетные нагрузки на столб определяем без из разделения на длительно действующую ( $N_g$ ) и кратковременно действующую ( $N_{sk}$ ) части.

Расчетная нагрузка на столб от покрытия

$$N_{\text{покp}} = 5,93 \cdot 36 = 213,5 \text{ кН.}$$

Расчетная нагрузка на столб от перекрытия

$$N_{\text{пер}} = 15,95 \cdot 36 = 574,2 \text{ кН.}$$



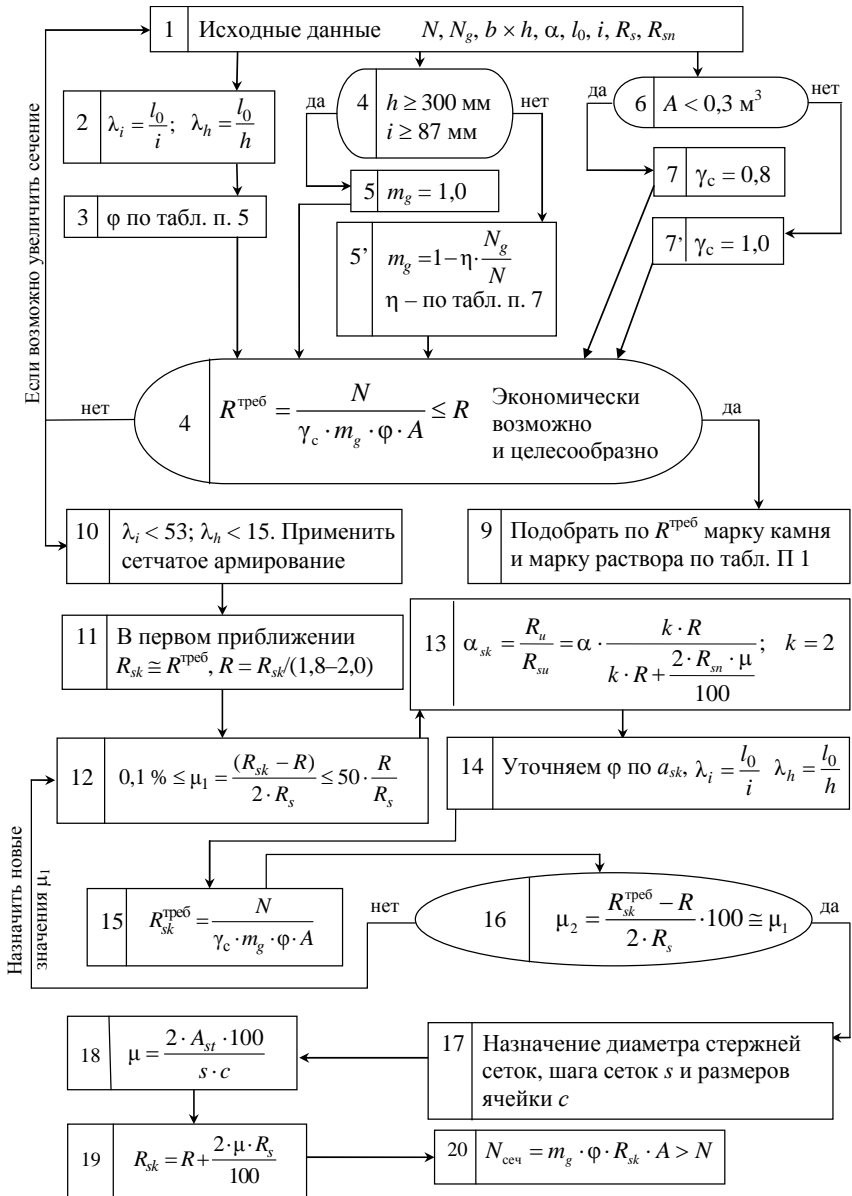


Рис. 4.1. Структурная схема по расчету центрально сжатого армированного элемента

Расчетная продольная сила по сечению на уровне пола третьего этажа

$$N = N_{\text{покр}} + N_{\text{пер}} + 2P_{\text{св}} = 213,5 + 574,2 + 2 \cdot 0,51 \cdot 0,64 \cdot 4,8 \cdot 18 \cdot 1,1 = 849,7 \text{ кН.}$$

Расчетная длина элемента (столба)

$$L_0 = H_{\text{эт}} - h_{\text{пер}} = 4800 - 335 = 4465 \text{ мм.}$$

2. Упругая характеристика кладки  $\alpha = 1000$  (табл. П4). Гибкость столба

$$\lambda_h = 4465/510 = 8,75.$$

3. Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = 0,92 - 0,02/1 \cdot 0,75 = 0,905 \cdot h = 510 \text{ мм} > 300 \text{ мм.}$$

4. Площадь сечения столба

$$A = 0,51 \cdot 0,64 = 0,3264 \text{ м}^2.$$

5. Так как

$$A = 0,3264 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2,$$

расчетное сопротивление кладки умножается на коэффициент  $\gamma_c = 1,0$ .

6. Требуемое сопротивление кладки

$$R_{\text{треб}} = \frac{N}{\gamma_c \cdot \varphi \cdot A} = \frac{849700}{1,0 \cdot 0,905 \cdot 326400} = 2,876 \text{ МПа.}$$

7. Принимаем кладку из кирпича марки 100 на растворе М75  $R = 1,7$  МПа (табл. П1) и усиливаем кладку сетчатым армированием.

$R_{sk} = R_{\text{треб}} = 2,876 < 2,0 \cdot R = 2,0 \cdot 1,7 = 3,4$  МПа (так как  $\lambda_h = 8,75 < 15$ , можно применять косвенное армирование).

8. Необходимый процент армирования

$$\mu_1 = \frac{R_{sk} - R}{2 \cdot R_s} \cdot 100 = \frac{2,876 - 1,7}{2 \cdot 250} \cdot 100 = 0,235 < \frac{50 \cdot 1,7}{250} = 0,34 \text{ \%}.$$

Принимаем  $\mu = 0,3 \text{ \%}$ .

9. Нормативное сопротивление армированной кладки

$$R_{su} = 2 \cdot R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_{sn}}{100} = 2 \cdot 1,7 + \frac{2 \cdot 0,3 \cdot 300}{100} = 5,2 \text{ МПа.}$$

Упругая характеристика армированной кладки

$$\alpha_{sk} = 1000 \cdot \frac{3,4}{5,2} = 654;$$

$$R_{sn} = 500 \cdot 0,6 = 300 \text{ МПа (п. 3.20 [1]).}$$

10. При  $\alpha_{sk} = 654$  и  $\lambda_h = 8,76$ ,  $\varphi = 0,872$ .

$$11. R^{\text{треб}} = \frac{849700}{0,872 \cdot 326400} = 2,99 \text{ МПа} < 2 \cdot R = 3,4 \text{ МПа.}$$

$$12. \mu_2 = \frac{R_{sk}^{\text{треб}} - R}{2 \cdot R_s} \cdot 100 = \frac{2,99 - 1,7}{2 \cdot 250} \cdot 100 = 0,258 \text{ \%}.$$

Задаемся диаметром стержней сеток 5 мм ( $A_{st} = 19,6 \text{ мм}^2$ ) и размером ячейки  $c = 50$  мм. Шаг сеток

$$s = \frac{2 \cdot A_{st} \cdot 100}{\mu_2 \cdot c} = \frac{2 \cdot 19,6 \cdot 100}{0,300 \cdot 50} = 261 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг сеток по высоте

$$s = \frac{261}{77} = 3,4 \cong 3 \text{ рядам кирпича.}$$

13. Фактический процент армирования

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{st} \cdot 100}{s \cdot c} = \frac{2 \cdot 19,6 \cdot 100}{3 \cdot 77 \cdot 50} = 0,339 \text{ \%}.$$

14. Фактическое расчетное сопротивление армированной кладки

$$R_{sk} = 1,7 + \frac{2 \cdot 0,339 \cdot 250}{100} = 3,4 \text{ МПа.}$$

15. Продольная сила, воспринимаемая армированной кладкой столба:

$N_{\text{сеч}} = 0,872 \cdot 3,4 \cdot 326400 = 966\,287 \text{ Н} > N = 849700 \text{ Н}$  – условие выполняется (если принять шаг сеток через четыре ряда,  $N_{\text{сеч}} = 846\,747 \text{ Н}$ , что меньше внешнего усилия).

## 5. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Расчет внецентренно сжатых неармированных элементов каменных конструкций (п. 4.7 СНиП II-22–81) следует производить по формуле

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega,$$

где  $A_c$  – площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений, определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения расчетной продольной силы  $N$ ;

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2},$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по расчетной высоте элемента  $l_0$ ;

$\varphi_c$  – коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента  $H$  в плоскости действия изгибающего момента при отношении

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c}$$

или

$$\lambda_{ic} = \frac{H}{i_c},$$

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45$$

(если  $2y < h$ , то при определении коэффициента  $\omega$  вместо  $2y$  следует принимать  $h$ );

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

(при  $h \geq 30$  см и  $i \geq 8,7$  см коэффициент  $m_g$  следует принимать равным единице).

Расчет внецентренно сжатых элементов с сетчатым армированием (п. 4.31 СНиП II-22-81) следует производить по формуле

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A_c \cdot \omega,$$

где  $R_{skb} \leq 2R$  – расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии, при марке раствора 50 и выше определяемое по формуле

$$R_{skb} = R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \left( 1 - \frac{2 \cdot e_0}{y} \right).$$

При эксцентриситетах, выходящих за пределы ядра сечения ( $e_0 > 0,33y$ ), а также при  $\lambda_{hi} > 15$  или  $\lambda_i > 53$  применять сетчатое армирование не следует.

## Пример 5.1

### *Расчет армированного простенка наружной стены здания*

Требуется рассчитать простенок I этажа производственного здания, план и разрез которого приведен на рис. 1.1 (пример раздела 1). Наружные стены толщиной 380 мм – кирпичные из полнотелого глиняного кирпича пластического прессования ( $\rho = 1800$  кг/м<sup>3</sup>). Размеры оконных проемов  $4,2 \times 2,4$  м, ширина простенка 1,8 м, простенок усилен пилястрой с размерами сечения  $130 \times 640$  мм.

Расчет армированного простенка наружной стены здания выполняется в соответствии со структурной схемой на рис. 5.1.

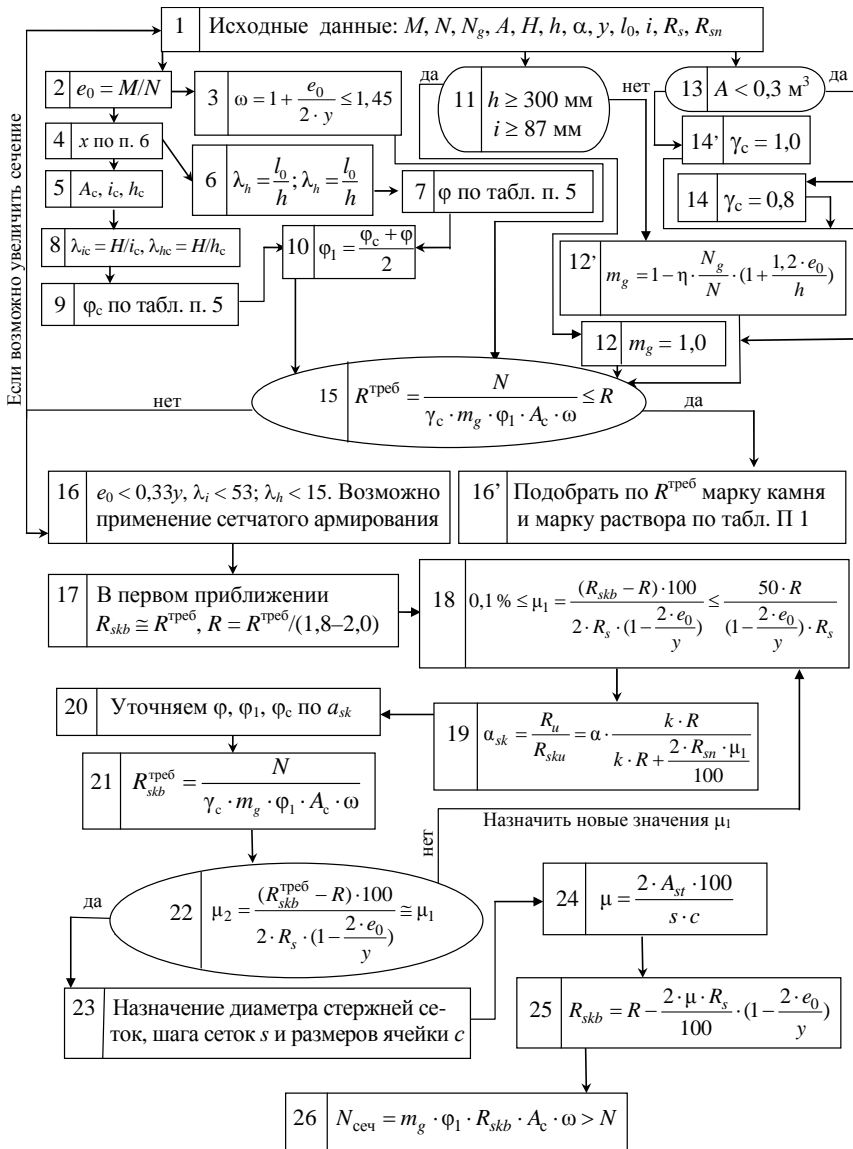


Рис. 5.1. Структурная схема по расчету внецентренно сжатого армированного элемента

1. Для расчета стены двумя вертикальными плоскостями мысленно вырезаем полосу, равную расстоянию между осями соседних проемов (см. рис. 1.1).

Расчетная схема стены при расчете на вертикальные нагрузки принимается в виде однопролетных балок с шарнирными опорами на уровне перекрытия (рис. 5.2).

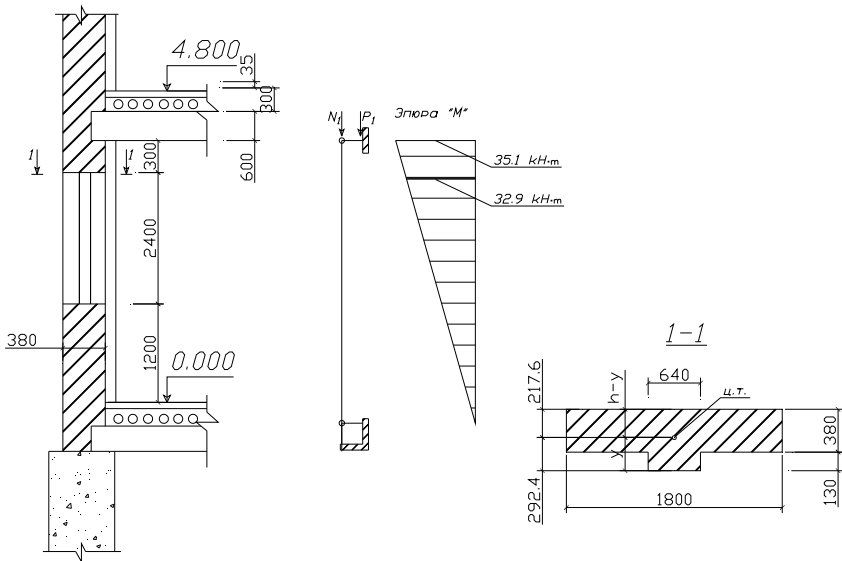


Рис. 5.2. Расчетная схема

### Расчетная длина элемента

$$L_0 = H_{\text{эт}} - h_{\text{пер}} = 4800 - 335 = 4465 \text{ мм.}$$

Суммарная нагрузка  $N$  от верхних этажей складывается из следующих нагрузок:

- от собственной массы кладки стены толщиной 380 мм ( $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ ) и одного слоя штукатурки толщиной 20 мм ( $\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$ ) от сечения по низу ригеля первого этажа (отметка +3,865) до верха карнизного участка (отметка +19,700);

- собственной массы пилястры с размерами сечения  $130 \times 640 \text{ мм}$  (от отметки + 3,865 до отм. + 18,265);

– постоянных и снеговых нагрузок на покрытие

$$q_{\text{покр}} = 4,95 + 0,98 = 5,93 \text{ кПа (см. пример раздела 3);}$$

– постоянной и временной (полезной) нагрузок на перекрытие

$$q_{\text{пер}} = 3,95 + 12,00 = 15,95 \text{ кПа (см. пример раздела 3).}$$

Геометрические характеристики сечения I–I

Сечение	$A$ , мм <sup>2</sup>	$h$ – $y$ , мм	$i$ , мм
I–I	767 200	217,6	131

Грузовая площадь, с которой передается нагрузка от покрытия и перекрытий:

$$A_{\text{гр}} = 3 \cdot 6 = 18 \text{ м}^2 \text{ (см. пример в разделе 1).}$$

Таким образом,

$N_1 = [(19,7 \text{ м (высота всей стены)} - 3,865 \text{ м (высота стены первого этажа)}) \cdot 6,0 \text{ м (ширина стены)} - 4,2 \text{ м (ширина окна)} \cdot 2,4 \text{ м (высота окна)} \cdot 3 \text{ (кол-во окон)}] \cdot (0,38 \text{ м (толщ. стены)} \cdot 18,0 \text{ (плотность кладки, т/м}^3) \cdot 1,1 \text{ (коэф. без.)} + 0,02 \text{ м (толщ. штукатурки)} \cdot 22,0 \text{ (плотность штукатурки, т/м}^3) \cdot 1,3 \text{ (коэф. без.)}) + (18,265 \text{ м (высота пилястры)} - 3,865 \text{ м (высота стены первого этажа)}) \cdot 0,13 \text{ м (толщина пилястры)} \times 0,64 \text{ м (ширина пилястры)} \cdot 18,0 \text{ (плотность кладки, т/м}^3) \cdot 1,1 \text{ (коэф. без.)} + 5,93 \text{ (временная от покрытия, кПа)} \cdot 18 \text{ м}^2 \text{ (груз. площадь покрытия)} + 15,95 \text{ (временная от перекрытия, кПа)} \cdot 18 \text{ м}^2 \text{ (груз. площадь перекрытия)} \cdot 2 \text{ (количество дисков перекрытия)} = 1211,6 \text{ кН.}$

Расчетная величина опорного давления перекрытия над первым этажом

$$P_1 = 15,9 \cdot 18 = 287,10 \text{ кН.}$$

Эксцентриситет приложения силы  $P_1$  относительно расчетной оси стены, проходящей по оси простенка:

$$e_1 = y - 170 = 292,4 - 170 = 122,4 \text{ мм,}$$

где 170 мм – расстояние до опорной реакции ригеля, см. пример 3.



Расчетный изгибающий момент на уровне низа перекрытия над первым этажом

$$M_1 = P_1 \cdot e_1 = 287,10 \cdot 0,1224 = 38,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетный изгибающий момент на уровне верха простенка

$$M = M_1 \cdot \frac{x}{H_{\text{ст}}} = 38,0 \cdot \frac{(4,8 - 0,3)}{4,8} = 35,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетная продольная сила на уровне верха простенка

$$N = N_1 + P_1 + N_{\text{св}} = 1211,6 + 287,10 + 15,1 = 1513,8 \text{ кН},$$

где  $N_{\text{св}} = 15,1 \text{ кН}$  – расчетное значение собственного веса участка между сечениями 1–1 и 2–2.

2. Эксцентриситет

$$e_0 = M/N = 35,6/1513,8 = 0,0235 \text{ м}.$$

$$3. \omega = 1 + \frac{e_0}{2 \cdot y} = 1 + \frac{23,5}{2 \cdot 292/4} = 1,04 < 1,45.$$

4. Расстояние от точки приложения силы  $N$  до наиболее сжатой грани сечения

$$e'' = y - e_0 = 292,4 - 23,5 = 268,9 \text{ мм}.$$

Расстояние от точки приложения силы  $N$  до края расчетной сжатой части сечения

$$x = \sqrt{\frac{b_2 \cdot d}{b_1} \cdot (2 \cdot e'' - d) + (e'' - d)^2} = \\ = \sqrt{\frac{640 \cdot 130}{1800} \cdot (2 \cdot 268,9 - 130) + (268,9 - 130)^2} = 195,3 \text{ мм}.$$

5. Площадь сжатой части сечения

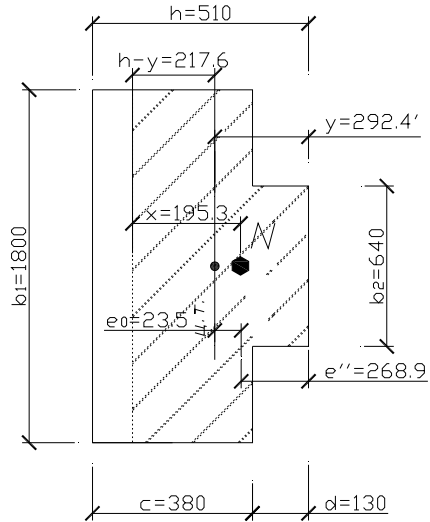
$$A_c = (380 - 45,8) \cdot 1800 + 130 \cdot 640 = 684\,760 \text{ мм}^2.$$

Радиус инерции

$$i_c = 118,7 \text{ мм.}$$

6. Гибкость

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i} = \frac{4465}{131} = 34,08.$$



7. По табл. П5 коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0,8850$ .

$$8. \quad \lambda_{ic} = \frac{H}{i_c} = 118,7 = 37,62.$$

9. По табл. П5 (при  $\lambda_{ic}$  и  $\alpha = 1000$ )  $\varphi_c = 0,8850$ .

10. При внецентренном сжатии

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,8650 + 0,8850}{2} = 0,8750.$$

11–12. Так как  $i = 131 \text{ мм} > 87 \text{ мм}$ , принимаем  $m_g = 1,0$ .

13–14. Так как  $A = 0,7672 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2$ , принимаем  $\gamma_c = 1,0$ .

15. Требуемое сопротивление кладки

$$R^{\text{треб}} = \frac{N}{\gamma_c \cdot m_g \cdot \varphi_1 \cdot A_c \cdot \omega} = \frac{1513\,600}{1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,875 \cdot 684\,760 \cdot 1,04} = 2,43 \text{ МПа.}$$

16. По табл. П1 находим требуемые материалы кладки. Принимаем марку кирпича 200 на растворе М75  $R = 2,5 \text{ МПа}$ . Целесообразно снизить марку кирпича и усилить кладку простенка сетчатым армированием, так как  $e_0 = 23,5 \text{ мм} < 0,33 \cdot y = 0,33 \cdot 293,4 = 96,5 \text{ мм}$ .

При гибкости  $\lambda_h > 15$  или  $\lambda_i > 53$  применять сетчатое армирование не следует.

17. Принимаем кладку из кирпича М100 на растворе М75,  $R = 1,7$  МПа:

$$R = \frac{R^{\text{треб}}}{(1,8 - 2,0)} = \frac{2,43}{1,9} \text{ МПа,}$$

$$R_{skb} \cong R^{\text{треб}} = 2,43 \text{ МПа.}$$

18. Сетки принимаем из арматурной проволоки класса S 500 диаметром 5 мм, с нормативным сопротивлением 500 МПа, согласно п. 3.20 [1]  $R_{sn}(f_{yk}) = 500 \cdot 0,6 = 300$  МПа;

$R_s(f_{yd}) = 300/1,2 = 250$  МПа (п. 3.19 [1]). Подбор арматуры приходится вести методом последовательных приближений, так как сетчатое армирование повышает гибкость элемента и изменяет  $\varphi_1$ .

В первом приближении

$$\mu_1 = \frac{(R_{skb} - R) \cdot 100}{2 \cdot R_s \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{y}\right)} = \frac{(2,43 - 1,7) \cdot 100}{2 \cdot 215 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 23,5}{292,4}\right)} = 0,202 \%;$$

$$0,1 \% < \mu_1 = 0,202 < \frac{50 \cdot R}{R_s \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{y}\right)} = \frac{50 \cdot 1,7}{215 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 23,5}{292,4}\right)} = 0,471 \%.$$

19. Упругая характеристика армированной кладки

$$\alpha_{sk} = \alpha \cdot \frac{k \cdot R}{k \cdot R + \frac{2 \cdot R_{sn} \cdot \mu}{100}} = 1000 \cdot \frac{2 \cdot 1,7}{2 \cdot 1,7 + \frac{2 \cdot 240 \cdot 0,202}{100}} = 778.$$

20. Коэффициент продольного изгиба

$$\varphi_1 = 0,8592 \text{ (по табл. П5); } \varphi_c = 0,83444;$$

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,8592 + 0,8344}{2} = 0,8468.$$

21. Требуемое сопротивление армированной кладки

$$R_{skb}^{треб} = \frac{N}{m_g \cdot \varphi_1 \cdot A_c \cdot \omega} = \frac{1513600}{1,0 \cdot 0,8468 \cdot 684760 \cdot 1,04} = 2,51 \text{ МПа} < 2 \cdot R = 2 \cdot 1,7 = 3,4 \text{ МПа.}$$

$$22. \mu_2 = \frac{(R_{skb}^{треб} - R) \cdot 100}{2 \cdot R_s \cdot (1 - \frac{2 \cdot e_0}{y})} = \frac{(2,51 - 1,7) \cdot 100}{2 \cdot 215 \cdot (1 - \frac{2 \cdot 23,5}{292,4})} = 0,224 \% \geq \mu_1 = 0,202 \%$$

23. Принимаем арматурные сетки из проволоки диаметром 5 мм ( $A_{st} = 19,6 \text{ мм}^2$ ) с квадратными ячейками размером  $c = 45 \text{ мм}$ .

Требуемый шаг сеток

$$s = \frac{2 \cdot A_{st} \cdot 100}{\mu \cdot c} = \frac{2 \cdot 19,6 \cdot 100}{0,224 \cdot 45} = 389 \text{ мм.}$$

Укладываем сетки через  $389/77 = 5,05 \approx 5$  рядов кирпича.

24. Фактический процент армирования

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{st} \cdot 100}{s \cdot c} = \frac{2 \cdot 19,6 \cdot 100}{5 \cdot 77 \cdot 45} = 0,226 \%$$

25. Сопротивление армированной кладки

$$R_{skb} = R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \cdot (1 - \frac{2 \cdot e_0}{y}) = 1,7 + \frac{2 \cdot 0,226 \cdot 215}{100} \cdot (1 - \frac{2 \cdot 23,5}{292,4}) = 2,52 \text{ МПа.}$$

26. Несущая способность простенка

$$N_{сеч} = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A_c \cdot \omega = 1 \cdot 0,8468 \cdot 2,52 \cdot 684760 \cdot 1,04 = 1519680 \text{ Н} > N = 1513,6 \text{ кН.}$$

### Пример 5.2

#### *Расчет простенка наружной стены многоэтажного здания*

Расчитать простенок жилого дома (рис. 6.1) из полнотелого глиняного кирпича пластического прессования, марку которого, а так-

же раствора необходимо подобрать. Район строительства – г. Полтава [9]. Здание относится к I степени долговечности и II степени ответственности. Коэффициент надежности по назначению  $\gamma_i = 0,95$  (по ГОСТ 27751–88 «Надежность строительных конструкций и оснований»).

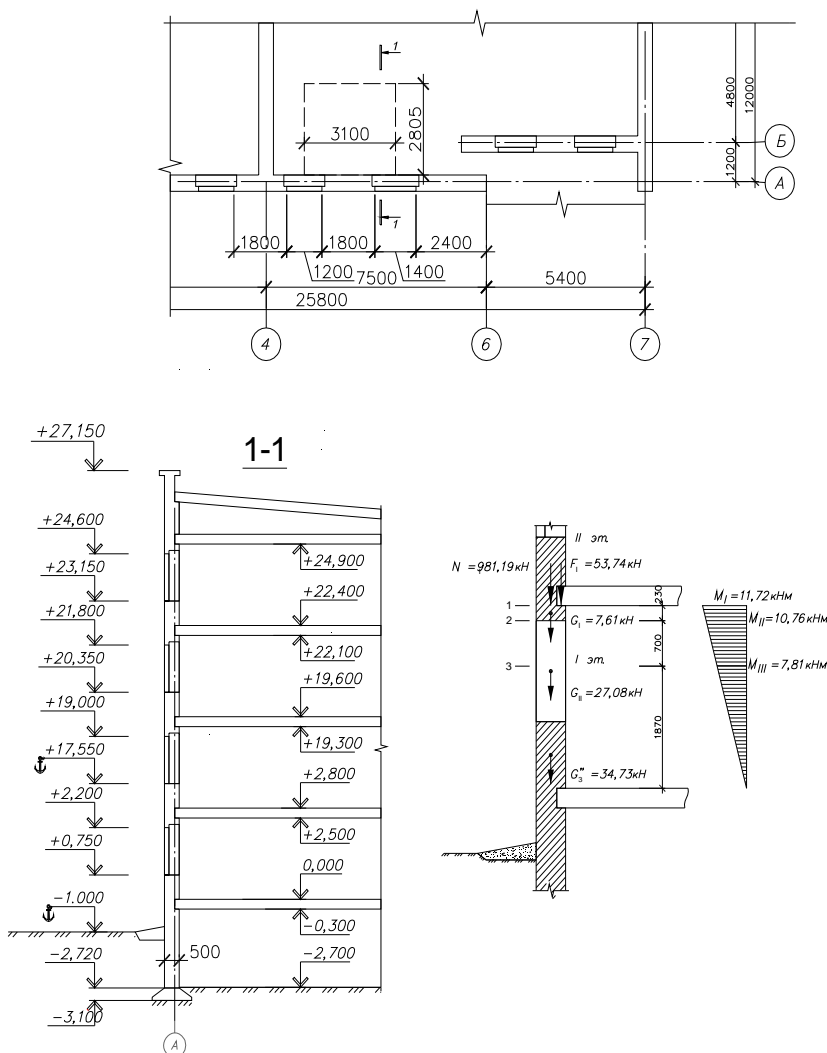


Рис. 6.1. К расчету стен на вертикальные нагрузки

## Р е ш е н и е

Так как расстояние между поперечными стенами  $l = 25,8$  м, то здание имеет жесткую конструктивную схему (см. табл. 27 [1]).

Подсчет нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  покрытия и перекрытия сводим в табл. 6.1.

Талица 6.1

### Определение нагрузок

Нагрузки	Нормативная нагрузка, Па	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Па
<b><i>Покрытие</i></b>			
Собственный вес железобетонных плит чердачного перекрытия и покрытия	2500	1,1	2750
Минераловатный утеплитель $\gamma = 2000 \text{ Н/м}^3$ толщиной $\delta = 10$ см	200	1,3	260
Пароизоляция из одного слоя рубероида на мастике	30	1,3	39
Гидроизоляционный ковер на трех слоях рубероида на мастике	100	1,3	130
<b>Итого: постоянная нагрузка</b>	2830	–	3179
Временная нагрузка в чердачном помещении	750	1,3	975
Снеговая нагрузка	700	1,4	980
<b>Итого: временная нагрузка</b>	1450	–	1955
<b>ВСЕГО</b>	4280	–	5134
<b><i>Междуэтажные перекрытия</i></b>			
Железобетонная панель	2100	1,1	2310
Звукоизолирующая древесно-волоконная плита $\gamma = 2000 \text{ Н/м}^3$ толщиной $\delta = 3$ см	60	1,3	78
Водонепроницаемая бумага	20	1,3	26
Стяжка из цементного раствора толщиной $\delta = 3,7$ см	80	1,3	104
Древесно-волоконная плита $\gamma = 8000 \text{ Н/м}^3$ толщиной $\delta = 0,8$ см	64	1,3	83
Линолеум на мастике	50	1,3	65
Вес перегородок	1200	1,3	1560
<b>Итого: постоянная нагрузка</b>	3574	–	4226
Временная нагрузка	1500	1,3	1950
<b>ВСЕГО</b>	5074	–	6176

Для расчета возьмем простенок шириной 167 см (четверти  $2 \cdot 65 = 130$  см – в запас прочности), площадью сечения  $1,67 \cdot 0,51 = 0,85 \text{ м}^2$ . Расстояние между осями колонн, смежных с простенком, 3,1 м, а между внутренними гранями продольных стен – 5,61 м. Грузовая площадь, с которой передается нагрузка от покрытия и перекрытий:

$$A = 0,5 \cdot 5,61 \cdot 3,10 = 8,70 \text{ м}^2.$$

Нагрузка:

от покрытия:

– постоянная

$$3179 \cdot 8,7 = 27\,657 \text{ Н} = 27,66 \text{ кН};$$

– временная

$$1955 \cdot 8,7 = 17\,008 \text{ Н} = 17,01 \text{ кН};$$

– полная

$$F_1 = 27,66 + 17,01 = 44,67 \text{ кН};$$

от перекрытий:

– постоянная

$$4226 \cdot 8,7 = 36\,766 \text{ Н} = 36,77 \text{ кН};$$

– временная

$$1950 \cdot 8,7 = 16\,965 \text{ Н} = 16,97 \text{ кН};$$

– полная

$$F_1 = 36,77 + 16,97 = 53,73 \text{ кН}.$$

Вес  $1 \text{ м}^2$  стены толщиной 51 см<sup>2</sup>, состоящий из веса кладки

$$0,51 \cdot 1 \cdot 18\,000 = 9180 \text{ Н/м}^2$$

и веса штукатурки

$$0,02 \cdot 1 \cdot 22\,000 = 440 \text{ Н/м}^2,$$

равен  $9620 \text{ Н/м}^2$ . С учетом коэффициентов надежности по нагрузке вес составит

$$9180 \cdot 1,1 + 440 \cdot 1,3 = 10\,670 \text{ Н/м}^2.$$

Расчетные постоянные нагрузки (см. рис. 6.1):

– от участка стены, расположенного выше низа покрытия, т. е. выше отметки 24,9 м:

$$G_3' = 9180 \cdot 1,1 \cdot (27,15 - 24,90) \cdot 3,10 = 70\,434 \text{ Н} = 70,43 \text{ кН};$$

– участка стены, расположенного от низа покрытия до низа перемычки:

$$G_1' = 10\,670 \cdot 3,1 \cdot (24,90 - 24,67) = 7608 \text{ Н} = 7,61 \text{ кН};$$

– простенка

$$G_2 = 10\,670 \cdot 1,67 \cdot 1,52 = 27\,085 \text{ Н} = 27,08 \text{ кН};$$

– участка стены, расположенного от низа перекрытия до низа перемычки:

$$G_1 = 10\,670 \cdot 3,10 \cdot 0,23 = 7608 \text{ Н} = 7,61 \text{ кН};$$

– участка стены, расположенного от низа перекрытия до низа вышележащего проема:

$$G_3 = 10\,670 \cdot 3,1 \cdot 1,05 = 34\,731 \text{ Н} = 34,73 \text{ кН};$$

– участка стены, расположенного от низа проема первого этажа до низа перекрытия над подвалом:

$$G_3'' = 10\,670 \cdot 3,1 \cdot (0,75 + 0,3) = 34\,731 \text{ Н} = 34,73 \text{ кН}.$$

Глубина заделки панелей перекрытий в стену  $C = 11$  см, тогда равнодействующая усилий от перекрытий будет приложена на расстоянии  $11/3 = 3,7$  см от внутренней грани стены, а эксцентриситет приложения этой равнодействующей

$$e_0 = 0,5 \cdot 51 - 3,7 = 21,8 \text{ см}.$$

Изгибающий момент, вызываемый ею в сечении  $I-I$  (см. рис. 6.1), вычисляется по формуле

$$M_1 = F_1 \cdot e_0 = 53,74 \cdot 0,218 = 11,72 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$



Учитывая, что рассматриваемая стена имеет проемы значительных размеров и что сечение 2–2 весьма близко расположено к сечению 1–1 (изгибающий момент  $M_{II}$  не намного меньше момента  $M_I$ ), в качестве расчетных можно принять сечения 2–2 и 3–3.

Расстояние между сечениями 1–1 и 2–2 равно 0,23 м, а между 2–2 и 3–3 – 0,70 м. Нагрузка от веса части простенка между сечениями 2–2 и 3–3 равна

$$0,7 \cdot 0,852 \cdot 18,00 = 10,80 \text{ кН.}$$

### Статический расчет

При расчете стен полезные (временные) нагрузки в жилых помещениях следует снижать, умножая их на коэффициент  $\psi_{n1}$ , который вычисляется по формулам (3.4) [7].

В нашем примере коэффициент  $\psi_{n1}$  равен:

для I этажа – 0,51; для II – 0,53; III – 0,56; IV – 0,57; V – 0,60; VI – 0,65; VII – 0,72; VIII – 0,90; IX – 1,0.

Обозначения расчетных усилий и точки их приложения показаны на рис. б.1, а их определение сведено в табл. б.2.

Таблица б.2

Значение усилий и моментов в сечениях стены

Этаж	Сечение	Формула подсчета усилия или момента	Значения усилия, кН, или момента, кН·м
1	2	3	4
I	2–2	$N = 70,43 + 7,61 + 44,74 + 8 \cdot (27,08 + 7,61 + 34,73) + 8 \cdot 36,77 + 8 \cdot 16,97 \cdot 0,51$ $M = 11,72 \cdot \frac{2,8 - 0,23}{2,8}$	1041,54 10,76
	3–3	$N = 1041,54 + 10,80$ $M = \frac{2}{3} \cdot 11,72$	1052,34 7,81

Продолжение табл. 6.2

1	2	3	4
II	2-2	$N = 70,43 + 7,61 + 44,74 + 7 \cdot (27,08 + 7,61 + 34,73) + 7 \cdot 36,77 + 7 \cdot 16,97 \cdot 0,53$ $M = 11,72 \cdot \frac{2,8 - 0,23}{2,8}$	929,07 10,76
	3-3	$N = 929,07 + 10,80$ $M = \frac{2}{3} \cdot 11,72$	939,87 7,81
III	2-2	$N = 70,43 + 7,61 + 44,74 + 6 \cdot (27,08 + 7,61 + 34,73) + 6 \cdot 16,97 \cdot 0,54$ $M = 11,72 \cdot \frac{2,8 - 0,23}{2,8}$	814,90 10,76
	3-3	$N = 814,90 + 10,80$ $M = \frac{2}{3} \cdot 11,72$	825,70 7,81
IV	2-2	$N = 70,43 + 7,61 + 44,74 + 5 \cdot (27,08 + 7,61 + 34,73) + 5 \cdot 36,77 + 5 \cdot 16,97 \cdot 0,57$ $M = 11,72 \cdot \frac{2,8 - 0,23}{2,8}$	702,09 10,76
	3-3	$N = 702,09 + 10,80$ $M = \frac{2}{3} \cdot 11,72$	712,89 7,81
V	2-2	$N = 70,43 + 7,61 + 44,74 + 4 \cdot (27,08 + 7,61 + 34,73) + 4 \cdot 16,97 \cdot 0,60$ $M = 11,72 \cdot \frac{2,8 - 0,23}{2,8}$	588,27 10,76
	3-3	$N = 588,27 + 10,80$ $M = \frac{2}{3} \cdot 11,72$	599,07 7,81
VI	2-2	$N = 70,43 + 7,61 + 44,74 + 3 \cdot (27,08 + 7,61 + 34,73) + 3 \cdot 36,77 + 3 \cdot 16,97 \cdot 0,65$ $M = 11,72 \cdot \frac{2,8 - 0,23}{2,8}$	474,44 10,76
	3-3	$N = 474,44 + 10,80$ $M = \frac{2}{3} \cdot 11,72$	585,24 7,81

1	2	3	4
VII	2-2	$N = 70,43 + 7,61 + 44,74 + 2 \cdot (27,08 + 7,61 + 34,73) + 2 \cdot 36,77 + 2 \cdot 16,97 \cdot 0,72$ $M = 11,72 \cdot \frac{2,8 - 0,23}{2,8}$	359,60 10,76
	3-3	$N = 359,60 + 10,80$ $M = \frac{2}{3} \cdot 11,72$	370,40 7,81
VIII	2-2	$N = 70,43 + 7,61 + 44,74 + 27,08 + 7,61 + 34,73 + 36,77 + 16,97 \cdot 0,9$ $M = 11,72 \cdot \frac{2,8 - 0,23}{2,8}$	244,24 10,76
	3-3	$N = 244,24 + 10,80$ $M = \frac{2}{3} \cdot 11,72$	255,04 7,81
IX	2-2	$N = 70,43 + 7,61 + 44,0$	122,78 11,99
	3-3	$N = 122,78 + 10,80$ $M = \frac{2}{3} \cdot 44,74 \cdot 0,292$	133,58 8,71

### Конструктивный расчет

Расчет начинают с наиболее нагруженного I этажа для сечения 2-2 (см. рис. 6.1), в котором действуют продольное усилие  $N = 1041,54$  кН и изгибающий момент  $M = 10,76$  кН·м.

Эксцентриситет приложения продольной силы

$$e_0 = M/N = 10,76/1041,54 = 0,0103 \text{ м} = 1,03 \text{ см.}$$

Расчетная высота простенка  $L_0 = 2,8$  м.

Предварительно задаемся маркой кирпича 75.

Так как толщина стены  $51 \text{ см} > 30 \text{ см}$ , то  $m_g = 1$  и выделение из полной продольной силы ее длительно действующей составляющей не требуется.

Жилые помещения имеют нормальную влажность, поэтому, согласно п. 1.2 [1], для проектируемой стены необходимо использовать марку раствора не ниже 10. Тогда для принятых материалов

упругая характеристика кладки  $\alpha = 750$  и расчетное сопротивление  $R = 0,9$  МПа.

Теперь последовательно определяют высоту сжатой зоны:

$$h_c = h - 2 \cdot e_0 = 51 - 2 \cdot 1,03 = 48,94 \text{ см};$$

отношение

$$\lambda_h = L_0/h = 280/51 = 5,49$$

и

$$\lambda_{hc} = L_0/h_c = 280/48,94 = 5,72;$$

коэффициенты  $\varphi = 0,963$ ,  $\varphi_c = 0,957$  (см. табл. П5), следовательно:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,963 + 0,957}{2} = 0,960.$$

Коэффициент  $\varphi_1 = 0,960$  принимают для средней трети высоты этажа. Сечение 2–2 выходит за пределы этого участка и находится на расстоянии 70 см от его грани. Для этого сечения

$$\varphi_1 = 0,960 + (1 - 0,960) \cdot 70/93 = 0,990;$$

площадь сжатой зоны сечения

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = 167 \cdot 51 \left(1 - \frac{2 \cdot 1,03}{51}\right) = 8173 \text{ см}^2.$$

Коэффициент

$$\omega = 1 + \frac{2e_0}{h} = 1 + \frac{2 \cdot 1,03}{51} = 1,02 < 1,45 \text{ (табл. 19 [1])}.$$

Требуемое сопротивление определяют по формуле

$$R = \frac{N \gamma_n}{\varphi_1 m_g \omega A_c} = \frac{1041,54 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{0,990 \cdot 1 \cdot 1,02 \cdot 8173 \cdot 10^{-4}} = 1,19 \text{ МПа} \gg 0,9 \text{ МПа}.$$

Следовательно, предварительно принятые марки 75 и раствора 10 не приемлемы.

Принимают марку кирпича 100, раствора 50, тогда  $\alpha = 1000$ ,  $R = 1,5$  МПа,  $\varphi = 0,970$ ,  $\varphi_c = 0,966$ ,  $\varphi_1 = 0,968$ ,  $\varphi_1 = 0,968 + (1 - 0,968) \times 70/93 = 0,992$ ,  $A_c = 8173$  см<sup>2</sup>,  $\omega = 1,02$  и требуемое расчетное сопротивление

$$R = \frac{1041,54 \cdot 10^{-3} \cdot 0,95}{0,992 \cdot 1 \cdot 1,02 \cdot 8173 \cdot 10^{-4}} = 1,19 \text{ МПа} < R = 1,5 \text{ МПа}.$$

Несущая способность простенка в сечении 2–2

$$\begin{aligned} N_{adm} &= \varphi_1 \cdot m_g \cdot \omega \cdot R \cdot A_c = 0,992 \cdot 1 \cdot 1,02 \cdot 1,5 \cdot 103 \cdot 8173 \cdot 10^{-4} = \\ &= 1240,47 \text{ кН} > N = 1041,54 \cdot 0,95 = 989,5 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Для сечения 3–3  $\omega$  и  $A_c$  изменяются незначительно, причем в большую сторону, а  $\varphi_1 = 0,968$ . Тогда несущая способность этого сечения

$$\begin{aligned} N_{adm} &= 0,968 \cdot 1 \cdot 1,02 \cdot 1,5 \cdot 103 \cdot 8173 \cdot 10^{-4} = \\ &= 1210,45 \text{ кН} > N = 1052,34 \cdot 0,95 = 999,6 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Таким образом, при марке кирпича 100 и раствора 50 несущая способность простенка на уровне I этажа обеспечена.

Так как

$$e_0 = 1,03 < 0,7y = 0,7 \cdot 0,5 \cdot 51 = 17,85,$$

то расчет на трещиностойкость не требуется.

После аналогичных расчетов для других этажей подбирают следующие марки кирпича и раствора: II этаж – марка кирпича 100, марка раствора 25; III и IV – соответственно 75 и 25, все вышележащие этажи – 75 и 10.

## Л и т е р а т у р а

1. Каменные и армокаменные конструкции : СНиП II-22-81 (с учетом изменения № 1 Респ. Беларусь от 14.10.99 № 315 дата введения 2000-01-01). – Введ. 31.12.81. – М. : Стройиздат, 1983. – 39 с.
2. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции»). – М. : ЦНИИТП Госстроя СССР, 1989. – 149 с.
3. Вахненко, П. Ф. Каменные и армокаменные конструкции / П. Ф. Вахненко. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев : Будівельник, 1990. – 184 с.
4. Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-2.04-43-2006 (02250) (с учетом изменений № 1, 2). – Введ. 29.11.2006. – Минск : Министерство архитектуры и строительства, 2007. – 32 с.
5. Пособие ПЗ-2000 к СНиП 3.03-01-87 «Проектирование и устройство тепловой изоляции наружных стен зданий». – Введ. 15.05.2000. – Минск : Министерство архитектуры и строительства, 2000. – 86 с.
6. Гринев, В. Д. Каменные конструкции : учебное пособие / В. Д. Гринев. – Новополоцк : ПГУ, 2001. – 147 с.
7. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
8. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-2002 (с учетом изм. № 1-5) / МАиС Респ. Беларусь. – Минск, 2003.
9. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий : справочник проектировщика / под ред. П. Ф. Вахненко. – Киев : Будівельник, 1987.

## ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица П1

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления $R$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), сжатие 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 (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)	0,0 (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)

Таблица П2

Вид напряженного состояния	Обозначение	Расчетные сопротивления $R$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжением при изгибе при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню при марке камня								
		200	150	100	75	50	35	25	15	10
Осевое растяжение	$R_t$	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,18 (1,8)	0,13 (1,3)	0,1 (1)	0,08 (0,8)	0,06 (0,6)	0,05 (0,5)	0,03 (0,3)
Растяжение при изгибе и главные растягивающие напряжения	$R_{tb}$ $R_{tw}$	0,4 (4)	0,3 (3)	0,25 (2,5)	0,2 (2)	0,16 (1,6)	0,12 (1,2)	0,1 (1)	0,07 (0,7)	0,05 (0,5)
Срез	$R_{sq}$	1,0 (10)	0,8 (8)	0,65 (6,5)	0,55 (5,5)	0,4 (4)	0,3 (3)	0,2 (2)	0,14 (1,4)	0,09 (0,9)

Таблица ПЗ

**Нормативные и расчетные сопротивления арматуры  
в армированной кладке**

Вид армирования	Класс арматуры					
	S 240		A – 300		S500	
	$R_{sn}(f_{yk})$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	$R_s(f_{yd})$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	$R_{sn}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	$R_s$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	$R_{sn}(f_{02k})$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	$R_s(f_{0,2d})$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )
Сетчатое армирование	$\frac{240}{2450}$	$\frac{164}{1670}$	-	-	$\frac{300}{3060}$	$\frac{250}{2550}$

Таблица П4

Вид кладки	Упругая характеристика $\alpha$				
	при марках раствора			при прочности раствора	
	25–200	10	4	0,2 (2)	нулевой
Из кирпича глиняного пластического прессования полнотелого и пустотелого	1000	750	500	350	200

Таблица П5

Гибкость		Коэффициенты продольного изгиба $\varphi$ при упругих характеристика кладки $\alpha$						
1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\lambda_h$	$\lambda_i$	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	–



1	2	3	4	5	6	7	8	9
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. Коэффициенты  $\varphi$  при промежуточных величинах гибкостей определяются по интерполяции.

2. Коэффициенты  $\varphi$  для отношений  $\lambda_{hj}$ , превышающих предельные, следует принимать при определении  $\varphi_c$  в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

3. Для кладки с сетчатым армированием величины упругих характеристик, определяемые по формуле  $\alpha_{sk} = \alpha \cdot \frac{R_u}{R_{sku}}$ , могут быть менее 200.

Таблица П6

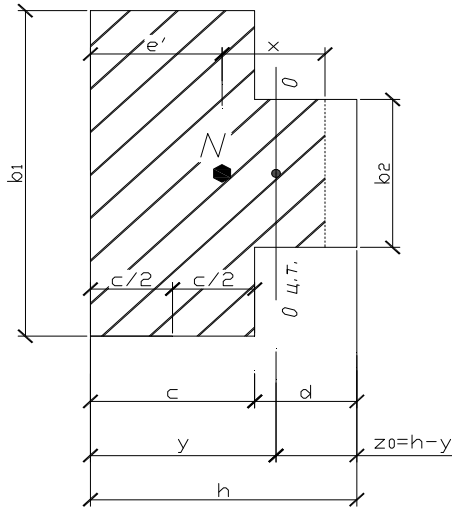
### **Формулы для определения расчетной сжатой части площади сечения кладки при внецентренном сжатии**

В общем случае для сложных типов внецентренно сжатых поперечных сечений положение границы расчетной сжатой части сечения определяется из условия равенства нулю статического момента этой части сечения относительно оси, проходящей через точку приложения сжимающей силы.

Для таврового сечения расстояние от точки приложения силы до границы расчетной сжатой зоны  $x$  определяется по формулам:

а) при эксцентриситете в сторону полки

$$x = \sqrt{\frac{b_1 \cdot c}{b_2} \cdot (2 \cdot e_1 - c) + (e_1 - c)^2} .$$



Если  $e_1 \leq c/2$ , то в сжатую часть будет входить только часть полки, симметричная относительно точки приложения силы  $N$ ; в этом случае  $x = e_1$ ;

б) при эксцентриситете в сторону ребра

$$x = \sqrt{\frac{b_2 \cdot d}{b_1} \cdot (2 \cdot e_2 - d) + (e_2 - d)^2}.$$

При  $e_2 \leq d/2$   $x = e_2$ .

Для случая больших эксцентриситетов ( $e_1 \geq 0,45y$ ) можно приближенно принимать для таврового сечения.

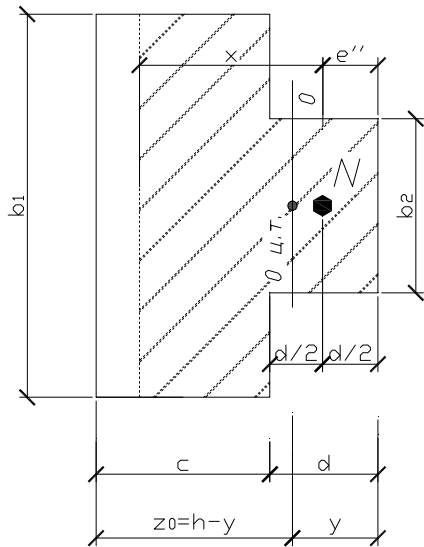


Таблица П7

Гибкость		Коэффициент $\eta$ для кладки			
$\lambda_h$	$\lambda_i$	из глиняного кирпича и керамических камней; из камней и крупных блоков из тяжелого бетона; из природных камней всех видов	из силикатного кирпича и силикатных камней; камней из бетона 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
До 10 включительно	До 35 включительно	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 коэффициентов  $\eta$  следует принимать как для кладки с армированием 0,1 % и менее. При проценте армирования более 0,1 и менее 0,3 % коэффициенты  $\eta$  определяются интерполяцией.

Таблица П8

Процент армирования сетками при расположении их в каждом ряде кладки при высоте ряда  $s = 77$  мм

Размер ячейки $s$ , см	Диаметр арматуры, мм			
	3	4	5	6
	% армирования сетками			
$s = 7,7$ см (обычный кирпич $h = 65$ мм)				
1	2	3	4	5
3 × 3	0,61	1,09	1,7	2,45
3,5 × 3,5	0,53	0,93	1,45	2,15
4 × 4	0,46	0,82	1,27	1,84
4,5 × 4,5	0,41	0,73	1,13	1,64

## Окончание табл. П8

1	2	3	4	5
5×5	0,37	0,66	1,02	1,47
5,5×5,5	0,34	0,6	0,92	1,34
6×6	0,31	0,55	0,85	1,23
6,5×6,5	0,28	0,5	0,78	1,13
7×7	0,26	0,47	0,73	1,05
7,5×7,5	0,25	0,44	0,68	0,98
8×8	0,23	0,41	0,64	0,92
8,5×8,5	0,22	0,39	0,6	0,87
9×9	0,21	0,36	0,57	0,82
9,5×9,5	0,19	0,34	0,54	0,77
10×10	0,18	0,33	0,51	0,74

П р и м е ч а н и е. При расположении сеток не в каждом шве кладки, а через два–пять рядов приведенный в таблице процент армирования уменьшается пропорционально числу рядов.

Учебное издание

**ГРИНЁВ** Вадим Венедиктович  
**ЗВЕРЕВ** Владимир Фёдорович  
**КОРШУН** Екатерина Леонардовна и др.

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ  
КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ**

Учебно-методическое пособие  
по выполнению контрольной работы  
по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»  
для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное  
и гражданское строительство»

Редактор *Т. Н. Микулик*  
Компьютерная верстка *Н. А. Школьниковой*

Подписано в печать 03.02.2014. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная. Ризография.  
Усл. печ. л. 3,49. Уч.-изд. л. 2,73. Тираж 250. Заказ 626.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет. ЛИ № 02330/0494349 от 16.03.2009. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.