

КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

М.М. Манаева, Ю.В. Николенко

М.М. Манаева  
Ю.В. Николенко

# КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ



Москва  
Российский университет дружбы народов  
2013

**М.М. Манаева, Ю.В. Николенко**

# **КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

**Учебное пособие**

**Москва  
Российский университет дружбы народов  
2013**

УДК 693.2:691.8(07)  
ББК 38.7  
М 23

Утверждено  
РПС Ученого совета  
Российского университета  
дружбы народов

**Рецензенты:**

Кандидат технических наук, доцент *М.П. Рябцева*

**Манаева, М.М.**

**М 23** Каменные и армокаменные конструкции [Текст] : учеб. пособие / М.М. Манаева, Ю.В. Николенко. – М. : РУДН, 2013. – 194 с. : ил.

ISBN 978-5-209-04323-2

Учебное пособие составлено в соответствии с программой дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» – избранные главы – «Каменные и армокаменные конструкции» и отражает вопросы проектирования и возведения конструкций зданий, выполненных из каменной кладки.

В пособии рассматриваются механические свойства материалов, применяемых для каменных и армокаменных конструкций; основные положения расчета и конструирования каменных и армокаменных конструкций в соответствии с действующими нормами. Приводятся основные требования, предъявляемые к ним во время возведения и к контролю качества при их приемке.

Для студентов IV курса, обучающихся по направлению «Строительство».

ISBN 978-5-209-04323-2

УДК 693.2:691.8(07)  
ББК 38.7

© Манаева М.М., Николенко Ю.В., 2013

© Российский университет дружбы народов, Издательство, 2013

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ.</b>	
<b>ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ .....</b>	<b>5</b>
<b>1. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КАМЕННЫХ КЛАДОК</b>	
<b>и их ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА .....</b>	<b>13</b>
<b>1.1. Естественные и искусственные каменные материалы .....</b>	<b>13</b>
<b>1.2. Растворы, применяемые для каменной кладки .....</b>	<b>21</b>
<b>1.3. Каменные кладки .....</b>	<b>30</b>
1.3.1. Классификация каменных кладок .....	30
1.3.2. Виды каменных кладок .....	34
<b>2. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА КАМЕННОЙ КЛАДКИ .....</b>	<b>46</b>
<b>2.1. Напряженное состояние камня и раствора</b>	
<b>при центральном сжатии кладки .....</b>	<b>46</b>
<b>2.2. Факторы, влияющие на предел прочности кладки .....</b>	<b>48</b>
<b>2.3. Стадии работы кладки под нагрузкой при сжатии .....</b>	<b>51</b>
<b>3. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ НЕАРМИРОВАННОЙ КЛАДКИ .....</b>	<b>54</b>
<b>3.1. Деформативные свойства кладки. Модуль деформации .....</b>	<b>60</b>
<b>3.2. Учет длительного действия нагрузки .....</b>	<b>63</b>
<b>3.3. Коэффициент продольного изгиба .....</b>	<b>65</b>
<b>4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ</b>	
<b>из НЕАРМИРОВАННОЙ КЛАДКИ .....</b>	<b>68</b>
<b>4.1. Центральное-сжатые элементы .....</b>	<b>68</b>
<b>4.2. Внецентренно-сжатые элементы .....</b>	<b>70</b>
<b>4.3. Местное сжатие (смятие) кладки .....</b>	<b>80</b>
<b>4.4. Расчет на изгиб, срез, растяжение .....</b>	<b>86</b>
<b>5. АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ .....</b>	<b>89</b>
<b>5.1. Сетчатое армирование .....</b>	<b>90</b>
5.1.1. Прочностные и деформативные характеристики	
армированной каменной кладки .....	97
5.1.2. Расчет армокаменных конструкций с сетчатым	
армированием .....	99
<b>5.2. Продольное армирование .....</b>	<b>100</b>
5.2.1. Расчет кладки с продольной арматурой .....	103



<b>6. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ</b>	<b>106</b>
<b>6.1. Основные положения расчета</b>	<b>106</b>
<b>6.2. Нагрузки и воздействия</b>	<b>107</b>
<b>6.3. Проектирование каменных стен зданий</b>	<b>112</b>
6.3.1. Расчет несущих стен зданий с жесткой конструктивной схемой	115
6.3.2. Расчет стены первого этажа	117
6.3.3. Расчет стены подвала	122
6.3.4. Расчет поперечных стен	126
6.3.5. Расчет многослойных стен	128
6.3.6. Анкеровка стен и столбов	129
6.3.7. Расчет карнизных участков стен	131
<b>6.4. Расчет стен зданий с упругой конструктивной схемой</b>	<b>137</b>
<b>7. ПРОИЗВОДСТВО КАМЕННЫХ РАБОТ</b>	<b>143</b>
<b>7.1. Требования, предъявляемые к кирпичной кладке</b>	<b>143</b>
<b>7.2. Средства подмащивания при производстве каменной кладки</b>	<b>149</b>
<b>7.3. Организация комплексного процесса возведения каменной кладки</b>	<b>155</b>
7.3.1. Организация комплексного процесса возведения каменных зданий	155
7.3.2. Организация каменных работ при возведении сборных каркасных и монолитных зданий	173
<b>7.4. Производство каменных работ в особых условиях</b>	<b>179</b>
7.4.1. Особенности возведения каменных конструкций при отрицательных температурах	179
7.4.2. Особенности возведения каменных конструкций в жаркую и сухую погоду	182
7.4.3. Требования, предъявляемые к каменным конструкциям, возводимым в сейсмических районах	183
<b>ЛИТЕРАТУРА</b>	<b>189</b>
<b>ОПИСАНИЕ И ПРОГРАММА КУРСА «КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»</b>	<b>191</b>

## КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

---

Строительство является одной из важнейших отраслей созидательной деятельности человека, результаты которой – жилые, общественные, производственные здания и инженерные сооружения – служат удовлетворению насущных материальных потребностей людей и их эстетических запросов.

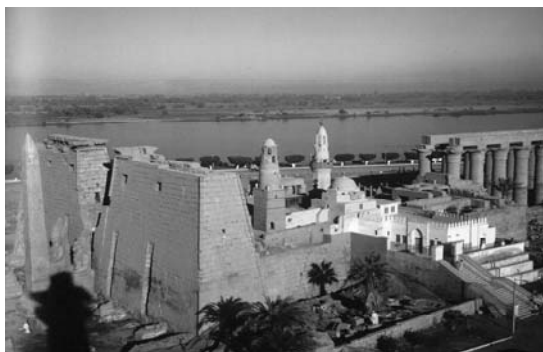
По данным археологии, искусственные каменные сооружения возникли в весьма отдаленные времена истории развития общества и насчитывают десятки тысячелетий существования.

Народы древнего мира возводили искусственные каменные сооружения различного назначения: от простых жилищ и оборонных сооружений до грандиозных пирамид, храмов, дворцов, театров и т. п., применяя для этого разнообразные материалы, конструкции и способы возведения. Особенно высокого мастерства они достигли в области возведения монументальных сооружений, многочисленные образцы которых относятся к классическим произведениям древности. Примерами могут служить пирамида Хеопса (рис. 1) и Луксорский храм (рис. 2) в Египте, Парфенон в Греции (рис. 3), Пантеон и Колизей в Риме (рис. 4) и многие другие.

Здесь же можно перечислить еще ряд уникальных сооружений: храм Святой Софии в Стамбуле (перекрыт каменным куполом пролетом 36 м); храм Гроба Господня и Стена плача в Иерусалиме; сооружения городов Мекки и Самарканда (мечети, некрополь и др.); Тадж-Махал – мавзолей любви (Индия); Великая китайская стена (Китай).



**Рис. 1. Пирамиды  
в Гизе фараонов  
IV династии – Хеопса.  
Архитектор Сененмут**



**Рис. 2. Храм в Луксоре  
(Египет) построен  
в правление фараона  
Аменхотепа III  
(XIV в. до н.э.)**



**Рис. 3. Акрополь  
(Афины) 432 г. до н.э.  
Парфенон**

**Рис. 4. Римский  
Колизей**



**Рис. 5. Стоунхендж  
(Великобритания).  
Доисторический  
памятник, состоя-  
щий из пяти мега-  
литических конст-  
рукций в форме  
подковы**



Естественный камень — один из самых долговечных строительных материалов. Он издревле широко применялся в строительстве различных сооружений, начиная от мегалитических (Стоунхендж) (рис. 5) до пирамид Египта, Вавилонии. В те времена обработка камня была очень трудоемкой и осуществлялась другими твердыми каменными материалами, например, обсидианом (вулканическое стекло). Поэтому древние строители во избежание большого объема подгонки старались использовать камни очень большого размера. Так, в греческих постройках попадаются камни длиной до 19 м. При строительстве пирамиды Хеопса было использовано свыше 2 млн камней массой до 30 т каждый. Сырцовый кирпич применяли 8 тыс. лет назад. Его готовили из глины и мелкой соломы и сушили на солнце.

Производство кирпича было налажено позднее – в XIII–XIV вв. Для соединения камней между собой использовались жирные известковые растворы, позднее получили распространение цемент и гидравлические вяжущие.



**Рис. 6. Киев.  
Софийский собор  
(1036 г.)**



**Рис. 7. Новгород.  
Софийский собор –  
самое древнее здание  
в первой столице  
Киевской Руси  
(1045–1050 гг.)**

На Руси в IX–X вв. появились каменные палаты. В Киеве в 1036 г. сооружен Софийский собор (рис. 6), в 1045–1050 гг. – Софийский собор в Новгороде (рис. 7). В XI в. началось каменное строительство во Владимире.

К 1500 г. выстроены каменные стены Московского кремля. Большое значение для развития кирпичного строительства имел «Каменный приказ», изданный в 1584 г., положивший начало созданию выдающихся архитектурных комплексов и сооружений.



**Рис. 8. Санкт-Петербург. Зимний дворец (XVIII в.)**

В 1631 г. – Архангельский собор в Нижнем Новгороде. Непревзойденными образцами каменных зданий и сооружений являются многие постройки XVIII и XIX вв.: Зимний дворец (рис. 8), Исаакиевский (рис. 9) и Казанский (рис. 10) соборы.

В XIX в. стали применять железо для усиления каменной кладки.





**Рис. 9. Санкт-Петербург.  
Исаакиевский собор**



**Рис. 10. Санкт-Петербург.  
Казанский собор**

Наука же о расчетах каменных конструкций значительно моложе науки о расчете железобетона. Ее отсчет ведется приблизительно с 1924 г. В 1932 г. был создан институт ЦНИИСК, где образовали лабораторию по изучению каменных конструкций под руководством профессора Л.И. Онищика. В результате появились новая система перевязки камней, облегченная кладка, кладка на теплых растворах с заполнением из легких бетонов, крупноблочное и крупнопанельное строительство, зимняя кладка. В России полгода господствует отрицательная температура, поэтому данный вопрос очень актуальный в наших климатических условиях. Разработаны СНиП и различные руководства по расчету каменных и армокаменных конструкций. Сегодня каменные и армокаменные конструкции (наружные и внутренние стены, столбы, фундаменты) широко применяют в зданиях и сооружениях различного назначения.

Как всякие конструкции они имеют положительные и отрицательные свойства.

- **Положительные:** долговечность, огнестойкость, пространенность материала, конструкции возводятся без опалубки, каменные и армокаменные конструкции допускают приложение нагрузки сразу (а монолитный бетон можно загружать через 28 суток), небольшие эксплуатационные расходы, каменная кладка прекрасно работает на сжатие, меньшая по сравнению с железобетоном тепло- и звукопроводность.

- **Отрицательные:** большая собственная масса, трудоемкость возведения конструкции, каменная кладка плохо работает на изгиб и растяжение, отсутствие механизированных процессов.

**Каменной кладкой называется материал, образованный из природных или искусственных камней, соединенных между собой раствором. Конструкции, выполненные из каменной кладки, называются каменными конструкциями.**

Каменная кладка обладает сравнительно высокой прочностью при сжатии и значительно меньшей при растяжении. Поэтому она применяется преимущественно в случаях, когда в конструкциях она подвержена осевому сжатию или внецентренному сжатию с малым эксцентриситетом.

Для каменных конструкций кроме прочности имеют значения и такие физико-механические свойства каменных материалов, как плотность, морозостойкость, теплопроводность и долговечность.

В пособии даются сведения о некоторых свойствах материалов, необходимых при проектировании каменных конструкций. Вопросы, касающиеся способов изготовления материалов и требований, предъявляемых к ним, а также методов испытаний, не рассматриваются.

# 1. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КАМЕННЫХ КЛАДОК И ИХ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА

---

## 1.1. ЕСТЕСТВЕННЫЕ И ИСКУССТВЕННЫЕ КАМЕННЫЕ МАТЕРИАЛЫ

Для каменных конструкций применяют мелкоштучные камни и кирпичи, крупные блоки и панели. Каменные материалы, используемые для кладки, должны обладать необходимой прочностью, морозостойкостью и водостойкостью.

### Классификация камней

- По происхождению различают природные или естественные и искусственные камни.

*Природные или естественные камни* добывают в карьерах в результате механической обработки горных пород. Различают камни тяжелых пород с плотностью  $\rho \geq 1500 \text{ кг/м}^3$  (известняки, песчаники, граниты). Их используют для устройства фундаментов и облицовки зданий, для кладки опор мостов, набережных, пролетных строений арочных мостов и т.д. Камни легких пород с плотностью  $\rho < 1500 \text{ кг/м}^3$  (ракушечник, туф) предназначены для возведения стен зданий высотой до пяти этажей. Стеновые камни из горных пород изготавливают в виде прямоугольных параллелепипедов. Камни из природных материалов не должны иметь следов выветривания, прослоек глины, расслоений и трещин.

*Искусственные камни* получили наибольшее распространение. Их готовят на специализированных заводах:

- путем обжига (кирпич глиняный сплошной и дырчатый пластического или полусухого пресования). Используют

для кладки наземных частей зданий и емкостных сооружений, колодцев, каналов;

– необожженные камни из известково-песчаной смеси изготавливают в автоклавах, получают силикатный кирпич, который используют для кладки стен зданий. В конце XIX в. было организовано промышленное изготовление силикатного кирпича;

– безобжиговые камни – их изготавливают с применением вяжущих материалов (бетонные фундаментные блоки, шлакобетонные блоки, стеновые панели).

• По назначению камни подразделяют на рядовые и лицевые.

• По плотности камни различают в зависимости от степени прочности (табл. 1.1).

*Таблица 1.1*

**Плотность каменных материалов**

<b>Степень прочности</b>	<b>Плотность, кг/м<sup>3</sup></b>	<b>Вид камней</b>
Особо тяжелые	Более 2000	Граниты, базальты
Тяжелые	1500-2000	Кирпич красный, силикатный, бетонные блоки
Легкие	1200-1500	Тuff вулканический, ракушечник, бетонные искусственные блоки
Особо легкие	До 1200	Легкобетонные, из ячеистых бетонов, ракушечник и др.

С увеличением плотности возрастает собственный вес конструкций (это лишняя нагрузка на здания), но чем тяжелее материал, тем больше несущая способность конструкций. В этом состоит противоречие. Один из методов уменьшения веса – делать пустоты в искусственных камнях.

• По структуре:

– полнотелый кирпич и сплошные естественные камни;

– пустотелый кирпич и искусственные камни с пустотами различной формы (круглые и щелевидные). Пустоты в изделиях изготавливаются как параллельно, так и перпендикулярно постели и могут быть сквозными и несквозными. Ширина щелевидных пустот не должна быть более 16 мм, а диаметр цилиндрических пустот и размер стороны квадратных пустот – 20 мм;

– пористые с мелкими порами; газобетонные блоки.

• По весу:

– штучные камни для ручной кладки массой до 5 кг (полнотелый одинарный кирпич весит 4,3 кг) высотой до 140 мм;

– камни весом от 6 до 31 кг (обыкновенные камни или мелкие блоки);

– каменные изделия, масса которых ограничивается грузоподъемностью монтажных и транспортных механизмов (крупные бетонные блоки, стеновые панели, фасадные изделия) весом от 32 кг до 3 т.

• По размерам и форме изделий:

– кирпич глиняный одинарный размером 250×120×65 мм;

– модульный (утолщенный) – 250×120×88 мм (силикатный);

– керамические камни – 250×120×138 мм;

– крупные блоки толщиной 400, 500, 600 мм.

В табл. 1.2 приведены размеры камней в зависимости от их типа.

Искусственные камни имеют правильную геометрическую форму. Природные камни, в зависимости от способов обработки, могут иметь правильную и неправильную форму. Природные камни правильной формы выпиливают из массива горной породы. Неправильную форму имеет бут рваный, он может подвергаться теске: грубая дает неровности до 20 мм, получистая – до 10 мм, чистая – до 2 мм.



- По теплотехническим показателям:
  - полнотелый одинарный кирпич – большая теплопроводность до  $0,7 \text{ Вт (м} \cdot \text{К)}$ ;
  - кирпичи и камни с технологическими пустотами – пониженная теплопроводность до  $0,58 \text{ Вт (м} \cdot \text{К)}$ .
- По назначению в конструкциях:
  - на конструкционные – для рядовой кладки под штукатурку или последующую облицовку;
  - лицевые – для лицевой кладки под расшивку.
- По прочности.

Прочность каменных материалов устанавливается по среднему пределу прочности на сжатие и обозначается маркой М. Например, М 100 – образец стандартной формы разрушается при напряжении (предел прочности) в  $100 \text{ кг/см}^2$ , или 10 МПа.

Таблица 1.2

### Размеры камней

Тип камня	Длина, мм	Ширина, мм	Высота, мм	Количество камней в $1 \text{ м}^3$ , шт.
Полномерные камни				
I	390	190	168	72
II	490	240	188	45
III	390	190	288	47
Неполномерные камни				
3/4I	292	190	188	96
3/4II	367	240	188	61
3/4III	292	190	288	62
1/2I	195	190	188	143
1/2II	245	240	188	90
1/2III	195	190	288	43

Прочность кирпича устанавливают по результатам испытаний пяти образцов – эталонов на сжатие и пяти – на изгиб. Обыкновенный одинарный кирпич испытывают в виде куба. Для этого кирпич распиливают на две половинки, их

накладывают постелями друг на друга и соединяют цементным тестом (рис. 1.1) толщиной не более 5 мм.

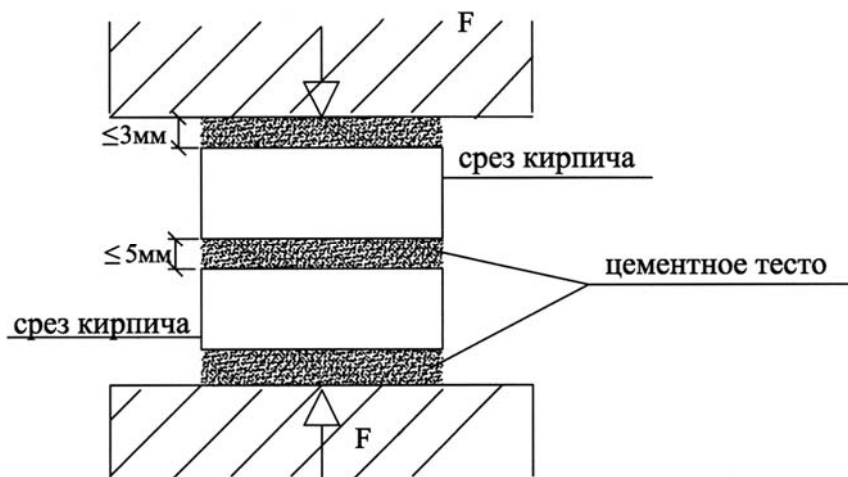


Рис. 1.1. Схема испытания кирпича на сжатие

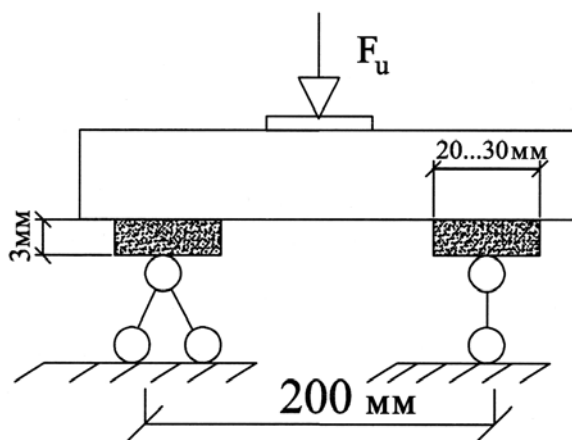


Рис. 1.2. Схема испытания кирпича на изгиб

Верхнюю и нижнюю поверхности образцов для обеспечения гладкости и параллельности выравнивают тем же тестом толщиной 3-5 мм. Подготовленный образец до испытания выдерживают в закрытом помещении в течение 3-4 сут. при температуре  $20 \pm 2$  °С. Затем его испытывают на сжатие, плавно прибавляя нагрузку.

При испытании на изгиб кирпич укладывают плашмя на опоры по схеме балки, свободно лежащей на двух опорах (рис. 1.2). В местах опирания и приложения нагрузки  $F$  накладывают полоски из цементного теста толщиной 3 мм и шириной 20-30 мм. После наложения полосок кирпич выдерживают в помещении в течение 3-4 суток. Затем испытывают на изгиб и определяют среднее значение предела прочности при изгибе (см. рис. 1.2). Марки камней приведены в табл. 1.3.

*Таблица 1.3*

**Марки и виды камней по среднему пределу прочности на сжатие**

<b>Степень прочности по среднему пределу прочности на сжатие</b>	<b>Марка камня, М, кг/см<sup>2</sup></b>	<b>Виды камней</b>
Высокая прочность	1000, 800, 600, 500, 400, 300, 250	Кирпич, природные и бетонные камни
Средняя прочность	200, 150, 125, 100	Кирпич, керамические, бетонные и природные камни
Малая прочность	75, 50, 35, 25, 15, 10, 7	Легкие бетоны и природные камни (туф, известняк-ракушечник), керамические

Для каменных материалов с повышенной пустотностью до 35%, до 43%, до 56% вводятся понижающие коэффициенты к расчетному сопротивлению  $R$  сжатию кладки.

Для бетона устанавливают класс по прочности на сжатие – предельное сопротивление образца сжатию в МПа с обеспеченностью 0,95 (табл. 1.4). Временное сопротивление

пустотелых камней определяют по площади брутто – общая площадь вместе с пустотами.

Таблица 1.4

**Класс бетона по прочности на сжатие**

Виды бетонов	Марка и класс по прочности на сжатие									
	Марка									
Тяжелый	M50	75	100	150	200	250	300	350		
	Соответствующий ей класс									
	B 3,5	5	7,5	12,5	15	20	25	30		
На пористых заполнителях	M25	35	50	75	100	150	200	250	300	350
	B 2	2,5	3,5	5	7,5	12,5	15	20	25	30
Крупнопористый	M15	25	35	50	75	100				
	B 1	2	2,5	3,5	5	7,5				
Ячеистые	B 1	2	2,5	3,5	5	7,5	12,5			
Полистирол бетон	B 1	1,5	2,0	2,5	3,5					
Силикатные	B12,5	15	20	25	30					
Поризованные	B 2,5	3,5	5	7,5						

Кладка находится под воздействием атмосферных осадков и влаги. Влага, поступающая из внутренних (теплых) и наружных (холодных) частей стены, периодически увлажняет кладку. Вода, проникшая в поры и трещины камня, замерзает при определенной температуре и, увеличиваясь в размере, стремится разорвать стенки пор. Чем больше воды попадает внутрь кладки, тем более значительные внутренние напряжения возникают в материале при замерзании.

Долговечность камней определяется их морозостойкостью и водостойкостью. Марки камня по морозостойкости устанавливают испытанием образцов-эталонов. Под морозостойкостью понимают способность камня выдерживать многократное (от 10 до 300 раз) замораживание и оттаивание в насыщенном водой состоянии без признаков разрушения и без значительного снижения прочности. При этом каменные

материалы увлажняют (насыщают водой) и замораживают до  $t = -15\text{ }^{\circ}\text{C}$ , оттаивают в воде комнатной температуры, и так до тех пор пока камень не разрушится. Для каменных материалов нормами установлены марки по морозостойкости: F10, F15, F25, F35, F50, F75, F100, F150, F200, F300. Для бетонов марки по морозостойкости те же, кроме F10.

Таблица 1.5

### Проектные марки по морозостойкости

Вид конструкций	Значения морозостойкости F кладочных материалов при предполагаемом сроке службы конструкций		
	100 лет	50 лет	25 лет
1. Наружные стены из массивной кладки или их облицовка без эффективного утеплителя, наружные двухслойные стены в зданиях с влажностным режимом помещений при плотности кладки внутреннего слоя не менее $1400\text{ кг/м}^3$ : – сухим и нормальным; – влажным; – мокрым.	25	25	25
	35	25	15
	50	35	25
2. Наружные трехслойные стены с эффективным утеплителем: – лицевой слой кладки толщиной 120 мм; – лицевой слой кладки толщиной более 250 мм.	75	75	75
	50	50	50
3. Фундаменты и подземные части стен (без подвалов): – из кирпича керамического пластического формования (в т.ч. клинкерного), из бетонных блоков; – из природного камня	50	35	25
	35	25	25

Марки камня по морозостойкости для внешней части кладки наружных стен и фундаментов (табл. 1.5) выбирают в зависимости от степени надежности здания. Степень надежности определяется по долговечности каменных конструкций. Установлены 3 степени надежности конструкции: сроком службы не менее 100 лет, не менее 50 лет, не менее 25 лет. При длительной эксплуатации камни не должны терять своей первоначальной прочности и существенно менять внешний вид.

К камням, в зависимости от степени долговечности и ответственности здания, предъявляют требования к водопроницаемости. Водопроницаемость – способность каменных материалов пропускать воду под давлением. Водопроницаемость характеризуется количеством воды, прошедшей в течение 1 ч через 1 м<sup>2</sup> площади испытуемого материала под давлением. Марки по водопроницаемости должны составлять: W2, W4, W6.

Воздухостойкость – камень не должен расползаться на воздухе. Шлакобетонные блоки, в которых частицы несгоревшего угля на воздухе будут разлагаться и шлакобетон становится нестойким. К значению прочности таких блоков вводят понижающие коэффициенты.

## **1.2. РАСТВОРЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ДЛЯ КАМЕННОЙ КЛАДКИ**

Раствор должен обладать в свежем состоянии подвижностью и водоудерживающей способностью. Это обеспечивает возможность получения ровного шва в кладке. В затвердевшем состоянии он должен иметь необходимую прочность и плотность.

**Растворы для каменной кладки – это правильно подобранная смесь вяжущего, мелкого заполнителя, воды и специальных добавок (не всегда). Смесь – раствор твердеет после укладки ее в дело и приобретает камнеподобную и монолитную структуру.**



Растворы в каменной кладке предназначены для:

- связывания между собой отдельных камней, создавая при этом монолитную каменную конструкцию;
- передачи усилий от одних камней на другие. Для этого растворы распределяют равномерно по постели камней;
- раствором заполняют швы между камнями. Это предохраняет кладку от проникновения влаги и продувания, повышает ее морозостойкость.

### **Классификация растворов**

• По виду вяжущего вещества строительные растворы подразделяются следующим образом:

- цементные (на портландцементе) очень жесткие, свободно отдают влагу камню, трудно укладывать и выравнивать по постели, что влечет неравномерную передачу усилий от камней;
- известковые (на воздушной или гидравлической извести);
- гипсовые (на основе гипсовых вяжущих);
- смешанные (цементно-глиняные, известково-гипсовые, цементно-известковые).

**Растворы, приготовленные на одном вяжущем, называются простыми, а на нескольких вяжущих – смешанными (сложными).**

Пластификаторы (известь, глина и др.) делают раствор пластичным, удобоукладываемым и водоудерживающим. Его легко разровнять и уложить следующий ряд кирпичей.

• По способу твердения вяжущие растворы делятся на воздушные и гидравлические:

- воздушные вяжущие способны твердеть и сохранять свою прочность только на воздухе (воздушная известь, гипсовые вяжущие);

– гидравлические вяжущие способны твердеть и на воздухе и в воде (цемент, гидравлическая известь).

• По виду заполнителя и плотности растворы подразделяют следующим образом:

– тяжелые – на речном или горном песке и тяжелых шлаках с плотностью в сухом состоянии  $\rho \geq 1500 \text{ кг/м}^3$ ;

– легкие – на песках из легких шлаков и легких естественных каменных пород (пемза, туф, ракушечник) с плотностью  $\rho < 1500 \text{ кг/м}^3$ .

• По назначению строительные растворы бывают:

– кладочные (для выполнения каменной кладки, монтажа стен из крупных элементов);

– отделочные (для оштукатуривания помещений, нанесения декоративных растворов на стеновые блоки и панели);

– специальные растворы, обладающие особыми свойствами (гидроизоляционные, акустические и рентгенозащитные).

### **Состав раствора**

Состав раствора выбирают исходя из заданной марки раствора и степени подвижности, необходимой по условиям производства работ.

Вяжущее выбирают в зависимости от назначения раствора, предъявляемых к нему требований, температурно-влажностного режима твердения и условий эксплуатации зданий и сооружений. Цементные растворы готовят на портландцементе – широко применяют как в сухих, так и во влажных условиях. Для подземных кладок при агрессивных грунтовых водах используют растворы на пуццолановых портландцементках.

Вода для затворения растворов не должна содержать примесей, оказывающих вредное влияние на твердение вяжущего вещества. Для этих целей пригодна водопроводная вода.

В качестве мелкого заполнителя применяют природные пески ( речные и горные), или легкие из естественных каменных пород (пемза, туф, ракушечник и т.д.), или пески из легких шлаков и т.д.

Пластифицирующие добавки (глина, известь) используют для повышения удобоукладываемости.

В состав растворов, предназначенных для применения в зимних условиях, вводят ускорители твердения, а также добавки, снижающие температуру замерзания воды (хлористый кальций, хлористый натрий, нитрат натрия, поташ и т.п.).

Состав строительного раствора обозначают количеством материалов на 1 м<sup>3</sup> раствора по массе или относительным соотношением по объему исходных сухих материалов. При этом расход вяжущего принимается за единицу. Для простых растворов состав обозначают 1: 4, т. е. 1 часть вяжущего и 4 части песка. Для смешанных 1: 3: 4 (цемент – 1, известь – 3, песок – 4).

### **Свойства растворов**

Между камнями оставляют зазоры – швы, которые заполняют раствором. Это придает кладке монолитность. Швы различают горизонтальные и вертикальные, продольные и поперечные.

Для получения ровного шва в кладке с оптимальной толщиной 8-12 мм, для повышения производительности труда каменщика, качества кладки, ее прочности и плотности раствор должен обладать рядом свойств.

- **Удобоукладываемость – способность укладываться на основание камня тонким однородным слоем с заполнением всех его неровностей без специального уплотнения.**

Удобоукладываемость растворов и смесей обуславливается их подвижностью и водоудерживающей способностью, которые предохраняют смесь от расслоения при быстром отделении воды и оседания песка.

- **Подвижность** – способность растворной смеси растекаться под действием собственной массы или приложенных к ней внешних сил.

Подвижность (в см) определяют глубиной погружения в растворную смесь эталонного конуса массой 300 г с углом вершины 30° и высотой 15 см. Конус погружается в растворную смесь вершиной – чем глубже он погружается, тем большей подвижностью обладает растворная смесь.

Подвижность строительных растворов, в зависимости от их назначения, должна быть следующей:

- при кладке стен из кирпича, бетонных камней, из камней легких горных пород – 9-13 см;
- при кладке стен из пустотелого кирпича, керамических камней – 7-8 см;
- при заполнении горизонтальных швов при монтаже стен из бетонных блоков и панелей – 5-3 см;
- бутовая кладка – 4-6 см.

- **Водоудерживающая способность** – свойство растворной смеси удерживать в своем составе достаточное (для твердения гидравлического вяжущего) количество воды при укладке ее на пористые основания и не расслаиваться в процессе транспортирования.

Водоудерживающая способность зависит от соотношения составных частей растворной смеси. Она повышается при увеличении расхода цемента и некоторых добавок (извести, золы, глины).

- **Расслаиваемостью** растворной смеси называют слабую связь ее частиц по слоям, образующимся как при хранении, так и транспортировке.

- Прочность раствора зависит от активности вяжущего, водоцементного отношения, длительности и условий твердения (температуры и влажности окружающей среды). При укладке раствора на пористые основания, которые способны интенсивно отсасывать воду, прочность затвердевшего раствора выше, чем того же раствора, уложенного на плотные основания.

Прочность раствора характеризуется его маркой М, которую устанавливают по пределу прочности на сжатие трех образцов в виде кубиков размером  $7,07 \times 7,07 \times 7,07$  см или половинок балочек размером  $40 \times 40 \times 160$  мм. Балочки испытывают на изгиб после 28 сут. твердения при  $t^\circ = 20 \pm 2^\circ\text{C}$ . Изготовление, выдерживание и испытание образцов производятся по ГОСТу 5802-86.

Нормами установлены следующие марки раствора по прочности на сжатие М: 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200. Свежеуложенный раствор или оттаявший раствор замороженной кладки имеет нулевую прочность. В растворах низких марок (4 и 10) вяжущее – известь. Такие растворы отличаются удобоукладываемостью и хорошим сцеплением с кладочным материалом, но медленно твердеют. Влажностный режим твердения оказывает большое влияние на прочность цементных и смешанных растворов. В летних условиях, особенно в районах с сухим и жарким климатом, следует производить увлажнение каменных материалов, чтобы они не отсасывали воду из раствора. Рост прочности раствора зависит от температуры окружающей среды. Относительная прочность раствора в процентах к стандартному возрасту (28 сут.) устанавливается при температуре  $t = +15^\circ\text{C}$ .

Выбор минимальной марки раствора производится в зависимости от степени долговечности здания и условий эксплуатации конструкций. Для наружных стен зданий со сроком службы 50-100 лет с помещениями сухой и нормальной влажности марки растворов принимают не ниже 10

(табл. 1.6). Для подземной кладки цоколей при влажном грунте – не ниже 25 (табл. 1.7).

• Морозостойкость раствора определяется числом циклов попеременного замораживания и оттаивания до потери не более 15 % первоначальной прочности. По морозостойкости растворы подразделяют на марки: F 15, F25, F35,..., F 200, F 300. Растворы должны обладать коррозионной стойкостью.

Температура растворных смесей в момент использования должна быть не ниже значений, указанных в табл. 1.8.

Таблица 1.6

**Минимальные марки растворов  
для каменной кладки наружных стен**

Условия в помещении	Вид раствора	Степень долговечности здания		
		I	II	III
Наружные стены здания в сухих помещениях —//—	Цементно- известковый	10	10	4
	Цементно-глиняный	10	10	4
Наружные стены здания с влажны- ми помещениями —//— (мясокомбинат и др.)	Цементно- известковый	25	25	10
	Цементно-глиняный	25	25	25
Наружные стены здания с мокрыми помещениями —//— (бани, бассейны)	Цементно- известковый	50	25	10
	Цементно-глиняный	50	50	25



Таблица 1.7

**Минимальные марки растворов для подземной кладки  
ниже гидроизоляционного слоя**

Вид раствора	Вид грунта	Степень долговечности здания		
		I	II	III
Цементно-известковый	Маловлажный	25	10	10
Цементно-глиняный	Маловлажный	25	10	10
Известковый	Маловлажный	—	—	4
Известково-цементный	Очень влажный	50	25	10
Цементно-глиняный	Очень влажный	50	25	10
Цементный	Насыщенный водой	50	50	25
Цементно-глиняный	Насыщенный водой	—	—	25

Таблица 1.8

**Температура растворяемых смесей, °C**

Среднесуточная температура наружного воздуха	Температура растворной смеси, не менее			
	Кирпич		Камни	
	при скорости ветра, м/с			
	до 6	св.6	до 6	св. 6
До минус 10	10	10	10	15
От минус 10 до минус 20	10	15	15	20
Ниже минус 20	15	20	20	25

За проектный возраст раствора принимают 28 сут. на всех видах вяжущих, кроме гипсовых и гипсосодержащих. Проектный возраст растворов на гипсовых и гипсосодержащих вяжущих – 7 сут.

Наибольшая крупность зерен заполнителя должна быть для кладочных растворов не более 2,5 мм. Растворные смеси должны иметь документ о качестве. Сухую растворную смесь предприятие-изготовитель должен сопровождать этикеткой или маркировкой, наносимыми на упаковку, а растворную смесь, готовую к употреблению, отпускаемую в транспортное средство, – документом о качестве, которые должны содержать следующие данные:

- наименование или товарный знак и адрес предприятия-изготовителя;
- условное обозначение кладочного раствора;
- класс материалов, использованных для приготовления смеси, по удельной эффективной активности естественных радионуклидов и цифровое обозначение  $A_{\phi\phi}$ ;
- марку по прочности на сжатие;
- марку по подвижности ( $P_K$ );
- объем воды, необходимой для приготовления растворной смеси, л/кг (для сухих смесей);
- вид и количество введенной добавки (% от массы вяжущего);
- срок хранения (для сухих смесей), мес.;
- массу (для сухих смесей), кг;
- количество смеси (для смесей готовых к употреблению),  $m^3$ ;
- дату приготовления;
- температуру применения,  $^{\circ}C$ ;
- обозначение стандарта.

Раствор, применяемый при возведении каменных конструкций, должен быть использован до начала схватывания. Расслоившиеся при перевозке растворы следует перемешивать до укладки в дело. Применение обезвоженных растворов не допускается.

Растворы приготавливают на растворобетонных заводах и узлах, на приобъектных установках.

## *Арматура*

При необходимости увеличения несущей способности каменных кладок используют разные способы ее армирования стальной арматурой:

- для сетчатого армирования применяют арматуру классов: А240 (А – I) и В500 (Вр – I);
- для продольного и поперечного армирования, анкеров и связей: А240 (А – I) и А300 (А – II), В500 (Вр – I). Такую кладку называют армокаменной.

Расчетное сопротивление арматуры  $R_s$  в зависимости от класса принимают по нормам. Расчетные сопротивления арматуры следует умножать в зависимости от вида армирования конструкции на коэффициент условия работы  $\gamma_{cs}$ , приведенный в нормах. Арматура должна соответствовать требованиям ГОСТа 5781-82\* и СП63.13330.

## **1.3. КАМЕННЫЕ КЛАДКИ**

### **1.3.1. Классификация каменных кладок**

- По степени сложности различают:
  - простейшая и простая сложность – выкладывают наружные и внутренние стены без особого архитектурного оформления;
  - сложная и средняя сложность – стены выкладывают с усложненными частями до 40% площади лицевой стороны стены. Это пояски, пилястры, русты и т.д.;
  - особо сложная – возведение арок, сводов, куполов и т.д.
- В зависимости от применяемых материалов различают кладку:
  - из кирпича пластического прессования полнотелого и пустотелого (несущие наружные и внутренние стены, столбы зданий и сооружений) и т.д.;

- из керамических пустотелых камней (наружные и внутренние стены зданий);
- из силикатных камней (наружные и внутренние стены);
- из бетонных камней – устройство фундаментов, стен подвала и т.д;
- бутовая и бутобетонная кладка из природных камней (фундаменты, стены подвалов малоэтажных зданий и т.д.);
- из крупных панелей (панельные дома).
- В зависимости от формы камня каменные кладки делят на кладки из камней:
  - неправильной геометрической формы: бутовые и бутобетонные;
  - правильной геометрической формы; которую подразделяют следующим образом:
    - сплошная кладка из камней и кирпича;
    - сплошная кладка из крупных блоков;
    - облегченная кладка из кирпича и камней.
- Кладки из камней правильной геометрической формы подразделяют в зависимости от высоты ряда камней:
  - кладки из мелких камней при высоте ряда кладки 50-150мм (кирпич, керамические и другие мелкие камни);
  - кладки из бетонных, природных и других камней при высоте ряда 200-300 мм;
  - кладки из крупных сплошных блоков из бетонов, блоков из природных камней при высоте ряда 500-1000 мм.
- Различают кладку:
  - ручную из мелких штучных каменных материалов;
  - из каменных изделий заводского изготовления (простеночные блоки, стеновые панели).

### **Требования, предъявляемые к кладкам**

Каменная кладка должна быть прочной, устойчивой, плотной и иметь малую теплопроводность. Плотность ка-

менной кладки придает конструкции огнестойкость, сопротивляемость атмосферным воздействиям, повышенную теплопроводность. Прочность и устойчивость кладки зависят от прочности камня, раствора, толщины горизонтальных швов, расположения камня в кладке.

Горизонтальные и вертикальные швы кирпичной кладки стен, а также все швы перемычек, простенков и столбов заполняют раствором, за исключением кладки впустошовку. При кладке впустошовку глубина не заполненных раствором швов с лицевой стороны не должна превышать 15 мм в стенах и 10 мм (только вертикальных швов) – в столбах.

Толщина горизонтальных швов кладки из кирпича и камней правильной формы должна составлять 10-15 мм. Среднюю толщину горизонтальных швов в пределах высоты этажа принимают 12 мм. Для вертикальных швов кладки из кирпича и камней правильной формы допускают толщину швов 8-15 мм; среднюю толщину швов – 10 мм. Швы в конструкциях стен, столбов и перемычек из керамических камней полностью заполняют раствором. Уменьшение толщины швов снижает прочность кладки из-за того, что уложенные камни работают на изгиб. Увеличение толщины швов снижает прочность кладки потому, что раствор имеет более низкую прочность.

Прочность и устойчивость кладки зависят также от расположения камней в кладке. Камни в кладке должны перекрывать друг друга по длине и толщине кладки, чтобы не было сквозных вертикальных трещин, иначе не будет устойчивости. Независимо от того, из каких каменных материалов выполняется кладка стен и столбов, камни и блоки необходимо выкладывать горизонтальными рядами перпендикулярно силам, действующим на кладку. Тогда все они будут принимать участие в восприятии внешних усилий, работая в основном на сжатие.

**Монолитность кладки – способность не расслаиваться на отдельные вертикальные столбики.**

Монолитность каменной кладки обеспечивается сцеплением камней с раствором и перевязкой камней в горизонтальных рядах. При плохой перевязке поперечное расширение кладки вызывает разрыв камней, перекрывающих шов. В результате происходит преждевременное расслоение кладки на ряд тонких высоких столбиков. Высокие столбики из-за продольного изгиба теряют устойчивость и быстро выпучиваются. Это приводит к значительному снижению прочности кладки. Такое состояние опасно при внецентренном сжатии, изгибе, срезе.

Для сплошной кладки из кирпича и камней правильной формы необходимо предъявлять к кладке следующие требования:

- для кладки из полнотелого кирпича толщиной 65 мм – один тычковый ряд на 6 ложковых рядов кладки;
- из кирпича толщиной 88 мм и пустотелого кирпича толщиной 65 мм рекомендуется один тычковый на четыре ложковых ряда;
- для кладки из камней правильной формы при высоте ряда до 200 мм рекомендуется один тычковый на три ложковых ряда кладки.

Тычки могут располагаться в отдельных тычковых рядах или чередоваться с ложковыми рядами. Тычковые ряды в кладке укладывают из целых кирпичей. Независимо от принятой системы перевязки швов укладка тычковых рядов обязательна в нижнем (первом) и верхнем (последнем) рядах на уровне обрезов стен и столбов, в карнизах, поясах под опорные части балок, плит перекрытий, балконов и другие подобные конструкции. Уменьшение количества тычков в два раза против требуемого снижает прочность кладки на 25%. При возведении каменных конструкций кирпичные столбы, пилястры и простенки шириной 2,5 кирпича и менее, рядо-

вые кирпичные перемычки и карнизы выполняют из целого кирпича. Применение кирпича-половняка допускается только в кладке забутовочных частей стен в малонагруженных участках, например, в участках стен под окнами. Кладку кирпичных цоколей зданий выполняют только их полнотелого глиняного кирпича, применять для этих целей силикатный кирпич не допускается.

### **1.3.2. Виды каменных кладок**

#### ***Сплошная кладка***

Сплошную кладку выполняют из всех видов каменных материалов для наружных и внутренних стен. В практике строительства для этого наиболее часто применяют две системы перевязок: цепную и многорядную. В обоих случаях соблюдают перевязку вертикальных и горизонтальных швов.

Система перевязки – это определенный порядок укладки камней в кладке. Перевязка – это смещение вертикальных швов в смежных рядах кладки. Перевязка продольных швов предупреждает продольное расслоение кладки, ее выполняют укладкой тычковых рядов. Перевязка поперечных швов обеспечивает кладке монолитность при неравномерных осадках и температурных деформациях. Перевязку поперечных швов осуществляют чередованием тычковых и ложковых рядов. При однорядной цепной перевязке последовательно чередуются ложковые и тычковые ряды (рис. 1.3). Все вертикальные швы нижнего ряда (тычкового) перекрываются кирпичами на четверть длины кирпича выше лежащего ложкового ряда.

Многорядная перевязка представляет собой кладку из ложковых рядов, перевязанных через пять-шесть рядов по высоте тычками (рис. 1.4), сдвигая кирпичи в смежных рядах на 0,5 длины кирпича.

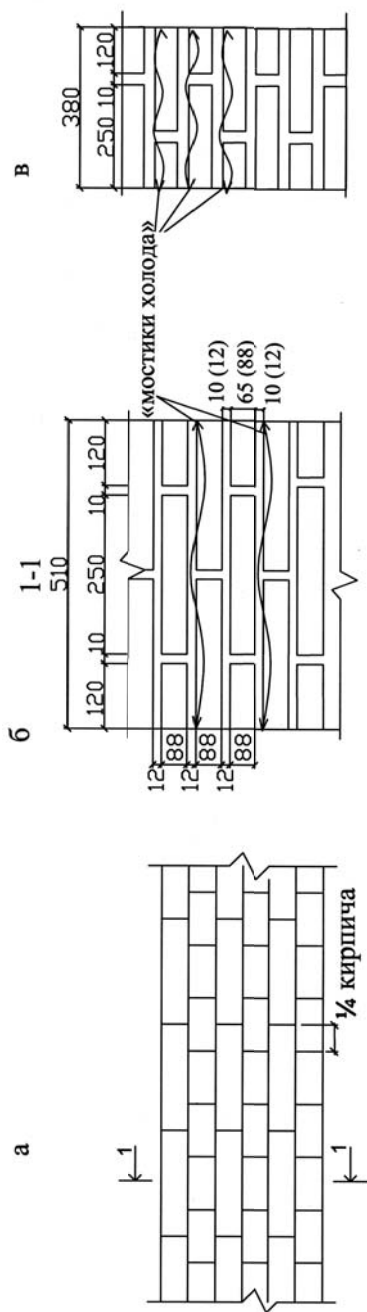


Рис. 1.3. Однорядная цепная перевязка (из кирпича толщиной 65 мм) кладки стен (а)  
толщиной в два (б) и полтора кирпича (в)



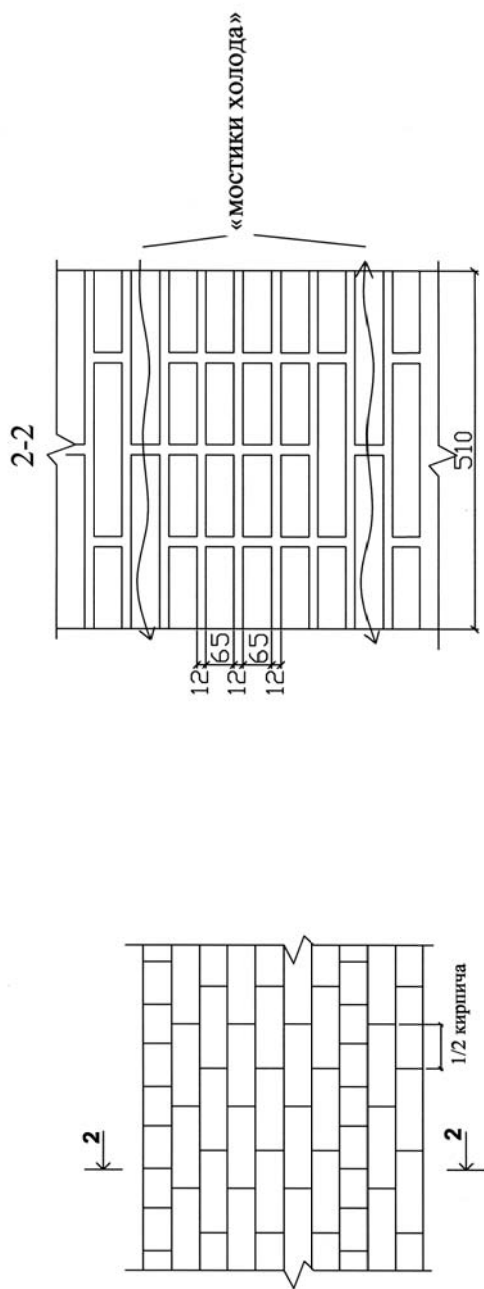


Рис. 1.4. Многорядная перевязка кладки стен (из кирпича толщиной 65 мм) толщиной в два кирпича

Многорядная система перевязки имеет ряд преимуществ по сравнению с цепной системой перевязки:

- ложковые ряды придают кладке прочность в продольном направлении, тычковые – в поперечном. Поэтому многорядная перевязка придает большую сопротивляемость в продольном направлении, а это весьма важно для конструкций, имеющих значительную протяженность;

- многорядная система перевязки улучшает сопротивляемость кладки растяжению и срезу, поскольку здесь раствор горизонтального шва перекрывается в 1/2 кирпича, а в цепной системе перевязки – только на 1/4 кирпича;

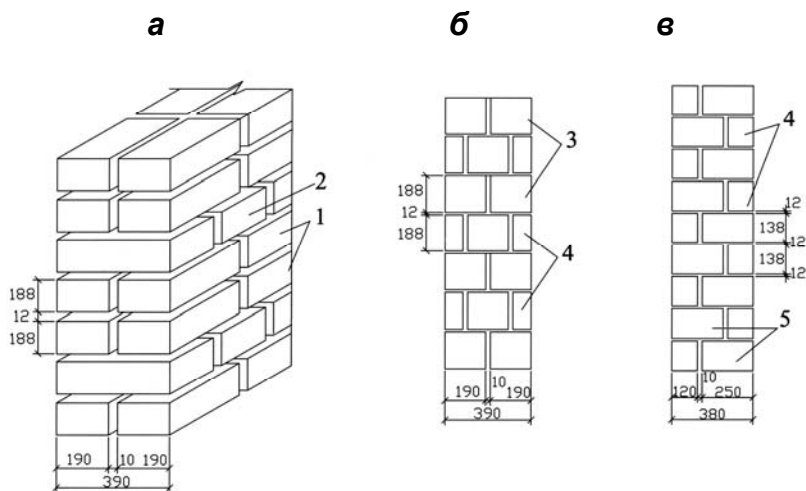
- многорядная система перевязки создает внутренние вертикальные швы в кладке, что уменьшает ее теплопроводность по сравнению с цепной системой перевязки. «Мостики холода» в кладке многорядной системы идут по тычковому ряду через 5-6 рядов, а в цепной чаще – через один ряд;

- кладка с многорядной системой перевязки более технологична, производительна и менее трудоемка, здесь много забутки. Забутка – половинки, четвертинки и битый кирпич, который укладывают во внутрь кладки.

Кладка из сплошных и пустотелых бетонных или природных камней осуществляется тычковыми рядами. При кладке из тычковых и ложковых природных целых камней устанавливается двухрядная перевязка: каждые два ложковых ряда перекрываются тычковыми. Более редкое расположение тычковых рядов не допускается (рис. 1.5, а).

При наличии продольных половинок камней в поперечном сечении кладки располагаются одна или две продольные половинки, которые в сочетании с целыми камнями перекрывают продольные швы в каждом ряду. Тычковые ряды в этом случае не применяются. (рис. 1.5, б). Перевязка кладки из пустотелых камней с щелевидными пустотами осуществляется чередованием целых камней и продольных половинок (рис. 1.5, в).

Камни для бутовой кладки могут быть рваной или постельной формы. Различают два вида кладки. Кладка «под лопату» осуществляется горизонтальными рядами высотой до 200-300 мм. Камни подбирают по высоте и укладывают с соблюдением перевязки швов. Раствор укладывают на постели камней лопатой. Для этой кладки применяют виброуплотнение, что повышает ее прочность на 25-40%. Подвижность раствора составляет 40-60 мм.



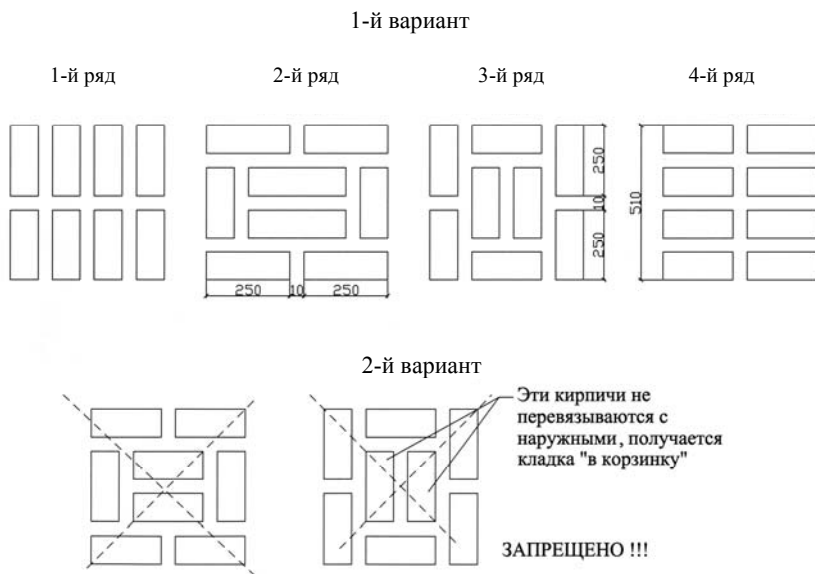
**Рис. 1.5. Кладка стен из природных цельных камней (а);  
из бетонных со щелевидными пустотами (б);  
из пустотелых керамических камней (в):**

1 – ложковые ряды; 2 – тычковые ряды; 3 – целый камень;  
4 – продольные половинки камня; 5 – пустотелые керамические камни

При жидком растворе с подвижностью 130-150 мм кладки ведут «под залив». Высота ряда кладки до 200 мм. Бутовую кладку «под залив» выполняют в опалубке или

траншеях с отвесными стенками (враспор). На дно траншеи укладывают «насухо» слоем 200-250 мм крупные постельные камни. Уложенный ряд заливают жидким раствором. Следующие ряды укладывают с перевязкой камней и опять заливают раствором. Кладка «под залив» имеет невысокую прочность и применяется только для фундаментов малоэтажных зданий.

При кладке кирпичных столбов размером 510×510 мм удобно применять перевязку, предложенную проф. Л.И. Онициком (рис. 1.6).



**Рис 1.6. Схема кладки столбов размером 510 × 510 мм**

Во втором варианте внутренние кирпичи не имеют перевязки с наружными. Получается так называемая кладка «в корзинку». Она запрещена.

## **Многослойные кладки**

Под многослойными понимают кладки облегченные и кладки с облицовкой.

Глиняный обыкновенный полнотелый кирпич имеет большую теплопроводность, поэтому толщина наружных стен при сплошной кладке определяется теплотехническими расчетами. Толщина таких стен получается значительной. Несущая способность указанных стен намного превышает требуемую, и кирпич как конструктивный материал используется не полностью. Это привело к созданию облегченной и многослойной кладок стен зданий, что позволяет экономить стеновые материалы, уменьшает массу конструкций и, как следствие, нагрузку, передаваемую конструкциями от собственного веса. Применение наружных кирпичных стен облегченной кладки с эффективными плитными утеплителями или минеральными засыпками повышает термическое сопротивление стен, что позволяет уменьшить расход топлива на отопление зданий.

### ***Облегченные кладки***

В облегченных кладках часть основного несущего материала заменяют теплоизоляционными материалами меньшей прочности. В качестве теплоизоляционного материала применяют минераловатные изделия, ячеистый бетон, бетон на пористых заполнителях, паропласты и другие материалы. В зависимости от климатических условий, вида теплоизоляционного материала, толщины несущего слоя и т.п. теплоизоляция может располагаться с внутренней или наружной стороны стены или между двумя несущими слоями. Конструкции, выполненные из облегченных кладок, называют многослойными.

Все элементы стены связаны между собой жесткими или упругими связями, которые обеспечивают совместную работу отдельных слоев. Жесткие связи должны обеспечивать распределение нагрузки между конструктивными слоями.

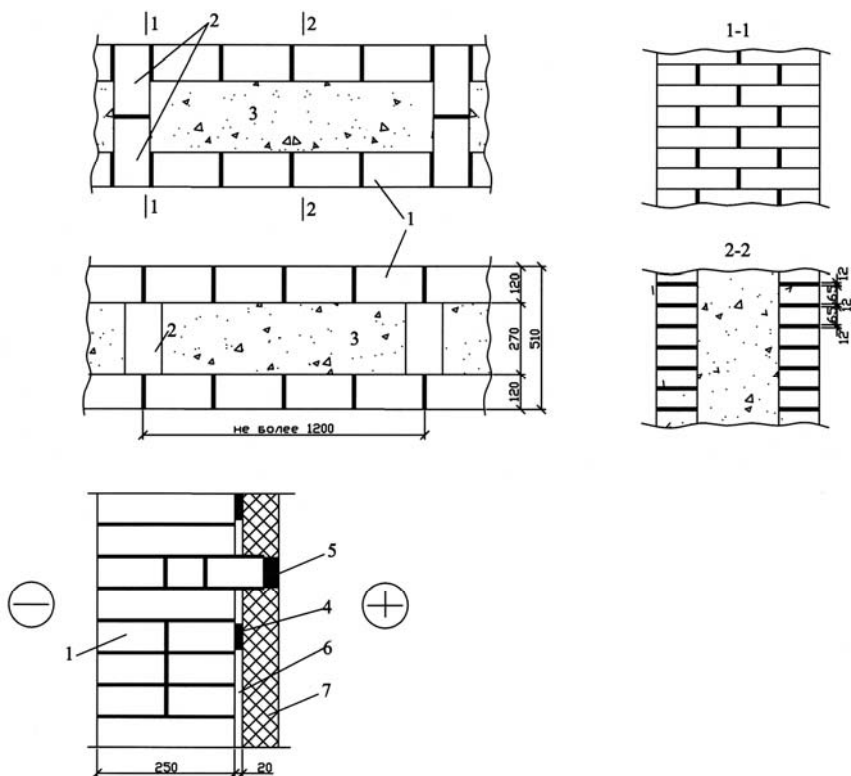
Жесткие связи – это вертикальные каменные диафрагмы из тычковых рядов. Расстояние между осями диафрагм не более 1200 мм и  $< 10h$  ( $h$  – толщина более тонкого конструктивного слоя). Расстояние между осями тычковых рядов по высоте кладки не более  $5h$  и не более 620 мм.

Гибкие связи проектируют из коррозионно-стойких сталей или сталей, защищенных от коррозии, а также из полимерных материалов. Гибкие связи в многослойных стенах с утеплителем должны обеспечить возможность восприятия силовых, температурно-усадочных и осадочных деформаций по вертикали. Связи должны выполняться с закреплением в несущей стене путем отгибов. При гибком соединении слоев каждый слой следует рассчитывать отдельно на воспринимаемые нагрузки.

На рис. 1.7 приведен пример кладки с минеральной засыпкой, которая располагается между двумя слоями кладки в полкирпича. Наружные кирпичные слои стен соединены вертикальными диафрагмами с расстоянием между ними не более 1,2 м. Для уменьшения «мостика холода» в диафрагмах имеются воздушные прослойки, расположенные в шахматном порядке. На рис. 1.7 показано, что теплоизоляционные плиты крепятся к кладке со стороны помещения.

При возведении стен из облегченной кирпичной кладки соблюдают следующие правила:

- швы фасадной стороны кладки должны быть расширены;
- плитный утеплитель укладывают с обеспечением плотного примыкания в стыках и к кладке;
- металлические связи, устанавливаемые в кладку, защищают от коррозии;
- засыпной утеплитель или легкий бетон заполнения укладывают слоями не более 1,2 м с уплотнением;
- при перерывах в работе и в периоды интенсивных атмосферных осадков верхние ряды облегченных кирпичных кладок предохраняют от увлажнения.



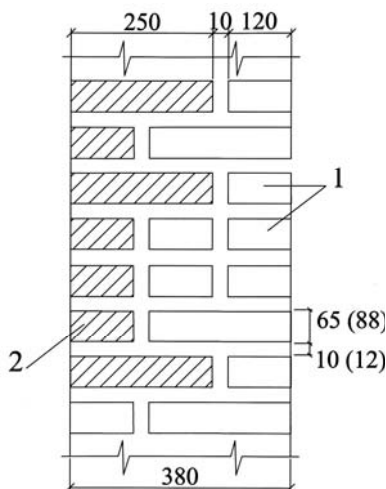
**Рис. 1.7. Типы облегченных кладок:**

- 1 – кирпичная кладка; 2 – поперечные вертикальные диафрагмы, перевязываются с кирпичными наружными слоями стен;  
 3 – минеральная засыпка; 4 – гипсовые маяки; 5 – гипсовый раствор;  
 6 – воздушная прослойка; 7 – плита утеплителя

## *Кладки с облицовкой*

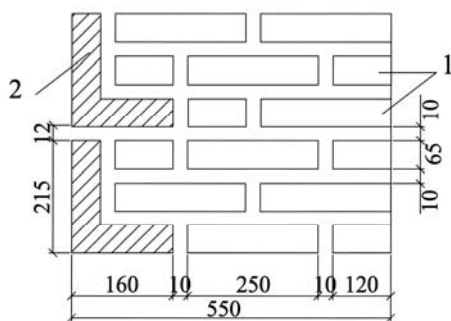
Двухслойные каменные кладки состоят из слоя сплошной каменной кладки и слоя облицовки. В качестве облицовок применяют лицевой и обыкновенный кирпич, керамические, бетонные или природные камни или плиты. Такая облицовка крепится к основной кладке с помощью тычковых рядов (рис. 1.8).

Облицовка L-образными плитами осуществляется заделкой в кладку хвостовой части плиты на глубину не менее 75 мм (рис. 1.9). Облицовка может крепиться различными способами перевязки с основной кладкой, а также с помощью стальных анкеров или только за счет приклейки раствором.



**Рис. 1.8. Облицовка стен  
лицевым кирпичом  
или камнем:**

*1* – кирпич рядовой глиняный, силикатный и т.д.; *2* – лицевой кирпич, лицевой керамический камень



**Рис. 1.9. Облицовка фасадов  
керамическими плитами:**

*1* – кладка из кирпича;  
*2* – L-образные закладные бетонные плиты



Гибкие связи в стенах с наружной облицовкой из кирпича или камня должны обеспечивать возможность восприятия силовых, температурно-усадочных и осадочных деформаций по вертикали. Связи выполняют с закреплением в несущей стене и облицовочном слое путем отгиба.

Облицовочный слой и основная кладка стены, если они жестко связаны друг с другом взаимной перевязкой, должны иметь близкие деформативные свойства. Облицовочные кирпичи или камни должны иметь высоту, равную высоте ряда кладки. Следует соблюдать перевязку облицовки, жестко связанной с кладкой тычковыми рядами.

### **Применение кладок**

Выбор типов наружных и внутренних стен каменных зданий производят с учетом климатических условий района строительства, температурно-влажностного режима помещений, наличия местных каменных материалов: кирпича, керамических и природных камней, крупных блоков и панелей, теплоизоляционных материалов.

Применение силикатных кирпича, камней и блоков; камней и блоков из ячеистых бетонов; пустотелых керамических кирпича и камней, бетонных блоков с пустотами; керамического кирпича полусухого прессования допускается для наружных стен помещений с влажным режимом при условии нанесения на их внутренние поверхности пароизоляционного покрытия. Использование указанных материалов для стен помещений с мокрым режимом, а также для наружных стен подвалов и цоколей не допускается.

Сплошную кладку из кирпичей применяют в несущих конструкциях нижних этажей многоэтажных зданий. Сплошную кладку из пустотелого кирпича, керамических и легкобетонных камней используют для ограждающих конструкций сухих помещений и с нормальной влажностью. Сплошные камни из тяжелого бетона применяют для сплошной

кладки в цоколях, стенах подвала, стенах неотапливаемых зданий.

Облегченные кладки используют для ограждающих конструкций помещений с сухим и нормальным влажностным режимами. Для помещений с мокрым режимом облегченные кладки не применяют. Кладку с засыпкой применяют для наружных стен зданий не выше 2-х этажей. Все остальные виды облегченной кладки рекомендуются для несущих стен до 5 этажей, для самонесущих – до 9 этажей. Для навесных стен этажность не ограничена.

К облегченным материалам можно отнести одно-, двух- и трехслойные стеновые панели для наружных стен. Однослойные панели выполняют из легкого бетона. В трехслойных панелях внутренний слой выполняют из плотного бетона, а наружный – из легкого (керамзитобетон). Между слоями помещают утеплитель.

Бутовую кладку применяют для возведения фундаментов, стен подвалов, подпорных стен и т. д.

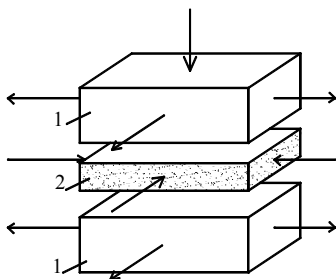
Неармированные кладки в зависимости от вида кладки, прочности камней и растворов подразделяют на 4 группы. Главное требование, предъявляемое к кладке, это прочность на сжатие. Для расчета каменных конструкций пользуются расчетными сопротивлениями при сжатии, растяжении, изгибе и срезе, которые определяют по нормам в зависимости от марки камня и марки раствора.

## 2. ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА КАМЕННОЙ КЛАДКИ

---

### 2.1. Напряженное состояние камня и раствора при центральном сжатии кладки

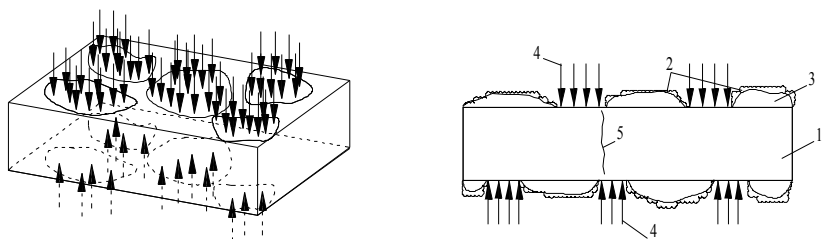
Каменная кладка является монолитным неоднородным упруго-пластическим материалом. При сжатии кладки осевым деформациям по направлению действия силы всегда сопутствуют деформации поперечного расширения. Более жесткие материалы – камни (1) за счет сцепления сдерживают поперечные деформации менее жестких материалов – растворов (2) (рис. 2.1). Поперечное расширение кирпича при сжатии в 10 раз меньше поперечного расширения раствора.



**Рис. 2.1. Горизонтальные усилия, вызванные поперечным расширением камня (1) и сжатием раствора (2)**

В результате более жесткие материалы оказываются растянутыми, менее жесткие – сжатыми (см. рис. 2.1). Это является одной из причин разрушения кладки. Растягивающие усилия в поперечном направлении особенно велики для кладок на растворах низкой прочности.

Как бы тщательно ни производилось перемешивание составляющих раствора, в отдельных его объемах скапливается большее или меньшее количество вяжущего, пластификатора, заполнителя или воды. При укладке его на постель камня раствор не плотно соприкасается с ней (рис. 2.2).

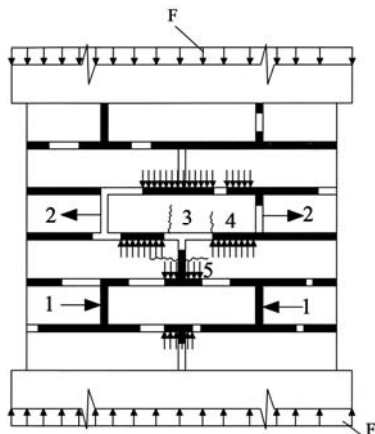


**Рис. 2.2. Загружение кирпича в кладке:**

1 – кирпич; 2 – раствор; 3 – воздушная полость; 4 – участок местного сжатия (раствор соприкасается с камнем); 5 – участок среза

При сжатии напряжения концентрируются на участках с большей жесткостью. Схематически можно представить, что камень покоится на многочисленных, беспорядочно расположенных опорах и подвергается воздействию неравномерно распределенных и сосредоточенных нагрузок. Они передаются с вышележащих камней на нижележащие и вследствие неоднородности швов и наличия пустот не только в вертикальном, но и в горизонтальном направлении. В таком камне возникают изгибающие моменты, поперечные силы, местные сжатия.

Поэтому даже при равномерном распределении нагрузки по всему сечению сжатого элемента, как показали опыты, камень и раствор в кладке находятся в условиях сложного напряженного состояния. Они одновременно под-



**Рис. 2.3. Напряженное состояние камня в кладке:**

1 – сжатие; 2 – растяжение;  
3 – изгиб; 4 – срез; 5 – местное сжатие

вержены внецентренному и местному сжатию, изгибу, срезу и растяжению (рис. 2.3). Это объясняется тем, что плотность и жесткость раствора по длине и ширине шва из-за различных факторов неоднородны.

## 2.2. ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА ПРЕДЕЛ ПРОЧНОСТИ КЛАДКИ

**Первая группа причин, оказывающих воздействие на работу «камень–раствор», – это влияние прочности и вида камня на прочность кладки.** Напряженное состояние при сжатии камня и кладки значительно отличаются друг от друга. Прочность кладки при сжатии определяют на образцах сечением  $380 \times 380$ , или  $510 \times 510$ , или  $380 \times 510$  высотой 1000–1100 мм. Эффект обоймы здесь исчезает, зато сказывается влияние напряжений при изгибе, срезе и растяжении; оказывают влияние вертикальные швы. Прочность кладки  $R$  будет ниже прочности кубиков из кирпича  $R_1$  на 15–20%. С увеличением прочности камня  $R_1$  прочность кладки  $R$  увеличивается до определенного предела, но не пропорционально.

- **Форма камня.** Чем правильнее форма камня, тем лучше происходит передача нагрузки через горизонтальные швы кладки от камня к камню. При неправильной форме соприкосновение камней с раствором осуществляется хаотично через отдельные участки. Перевязка между отдельными камнями невелика, что приводит к снижению прочности кладки (бутовая кладка из рваного бута).

- **Размеры камня.** Чем больше высота камня, тем выше прочность кладки. Прочность крупных камней при изгибе, растяжении и срезе меньше влияет на прочность кладки при сжатии. Здесь меньше вертикальных швов.

- **Наличие пустот в камне.** В кладке, выполненной из пустотелых бетонных камней, прочность ниже на 15–20%, чем в кладке из сплошных камней той же марки. Это объяс-

няется неравномерностью распределения напряжений в кладке и концентрацией напряжений в углах пустот.

**Вторая группа причин**, влияющих на работу кладки, — это **влияние свойств раствора на прочность кладки**.

- **Пластичность, удобоукладываемость раствора.** Для возведения каменной кладки рекомендуются подвижные и пластичные растворы, например, смешанные. Они позволяют получать швы более ровными, чем при применении цементных жестких растворов. Пластичные растворы удобнее для работы, легче расстилаются по площади постели. Облегчается получение равномерной плотности шва. Однако излишняя пластичность раствора также вредна, так как вызывает большие деформации кладки.

- **Толщина швов.** Чем толще горизонтальный шов, тем труднее достигается равномерная его плотность и тем больше кирпич в кладке работает на изгиб и срез, больше осадка кладки. Поэтому толщина шва не должна превышать 10–12 мм. Это дает возможность более полно и равномерно заполнять швы и соответственно повышать качество кладки.

- **Прочность раствора  $R_2$ .** Увеличение прочности раствора  $R_2$  увеличивает прочность кладки  $R$  до определенного предела, но не пропорционально. Прочность кладки возрастает с течением времени вследствие возрастания прочности раствора. Применение марки раствора более 75 неэкономично.

- Значительная неоднородность раствора создает в кладке условия для неравномерного его твердения в швах, потому что всасывающая способность камня и водоудерживающая способность раствора на различных участках их соприкосновения неодинаковы.

Скорость и количество воды, отсасываемой камнем, зависит от водоудерживающей способности раствора и всасывающей способности камня.

Процесс твердения раствора сопровождается его усадкой. Усадка тем больше, чем большее количество воды при твердении потеряет раствор. Если потеря воды неравномерна, то и усадка оказывается неравномерной. Свободной усадке раствора препятствует камень, с которым раствор связан трением и сцеплением. В результате появляются усадочные напряжения, которые могут вызвать отрыв раствора от камня. Камень же будет опираться не по всей постели, а только на отдельных участках. При возведении каменной кладки в жаркую и сухую погоду глиняный кирпич перед укладкой должен погружаться в воду или сильно смачиваться.

**Третья группа причин, влияющих на работу кладки, – влияние свойств самой кладки на прочность.**

- ***Перевязка камней.*** Цепная и многорядная перевязка обеспечивают равномерную прочность кладки при сжатии, т.е. на прочность кладки при сжатии система перевязки камней не влияет. Не оказывает влияние на прочность кладки и сцепление раствора с кирпичом.

- ***Степень заполнения раствором вертикальных швов в кладке и пустоты камня.*** Наличие пустот в вертикальных швах кладки и пустоты в камнях приводят к концентрации напряжений в этих зонах. Поэтому нарушается монолитность кладки.

- ***Квалификация каменщика.*** При укладке камня каменщик не может разровнять поверхность раствора так, чтобы она полностью соответствовала нижней поверхности камня. Прижимая же камень к раствору, он не может создать равномерное его обжатие, что вызывает образование на растворной постели различных по плотности участков. Прочность кладки обусловлена квалификацией каменщика – она выше, если каменщик выполняет работу на хорошем профессиональном уровне.

- ***На прочность влияет различие деформативных свойств кирпича и раствора.***

Таблица 2.1

**Зависимость прочности кладки  
от прочности кирпича и раствора, кг/см<sup>2</sup>**

Марка камня, $R_1$	Марка раствора, $R_2$	Марка кладки, $R$
125	100	20
75	75	14
75	50	13

В табл. 2.1 приведены значения прочности кладки  $R$  в зависимости от марки кирпича  $R_1$  и марки раствора  $R_2$ .

### 2.3. СТАДИИ РАБОТЫ КЛАДКИ ПОД НАГРУЗКОЙ ПРИ СЖАТИИ

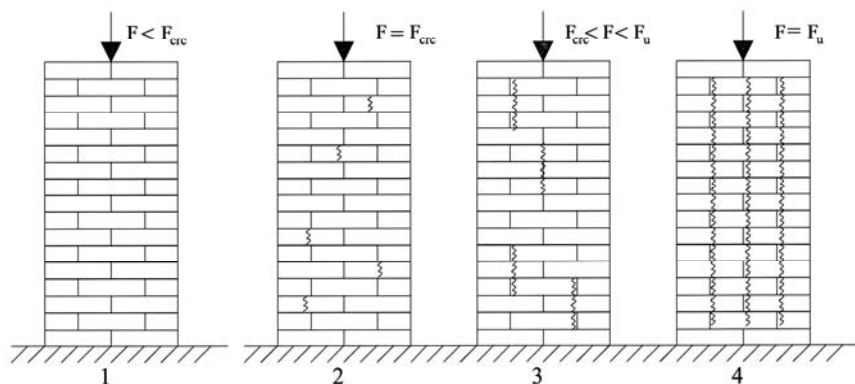
Рассмотрим столб из кирпичной кладки. Загружаем столб внешней нагрузкой –  $F$ . Нагрузку изменяем от нуля до  $F_{crc}$  – нагрузка, при которой появляется первая трещина. Затем внешнюю нагрузку плавно доводим до предельной разрушающей величины  $F_u$ .

В работе кирпичной кладки при сжатии различают четыре стадии (рис. 2.4). Первая стадия соответствует нормальной эксплуатации кладки. Усилия, возникающие в кладке под нагрузкой  $F < F_{crc}$ , т.е. при сжимающих напряжениях  $\sigma < \sigma_{crc} = (0,3 - 0,5) \cdot R_u$ , не вызывают видимых повреждений. Здесь  $R_u$  – временное сопротивление, т.е. напряжение, при котором столб разрушается. С увеличением нагрузки до  $F = F_{crc}$  кладка переходит во вторую стадию работы, которая характеризуется появлением небольших трещин в отдельных кирпичах, как правило, над и под вертикальными швами, что объясняется явлениями изгиба и среза камня. Поскольку при сжатии проявляется отличие деформативных свойств кирпича и раствора (жесткость раствора меньше жесткости камня), то при сжатии в кладке будут возникать нежелательные для



прочности растягивающие напряжения (см. рис. 2.1). Они суммируются с растягивающими напряжениями, возникающими при изгибе камня. При определенной нагрузке растягивающие напряжения преодолевают сопротивление камня растяжению и в камне возникает трещина при  $\sigma < \sigma_{cre}$ .

Момент появления первых трещин зависит также от качества выполнения горизонтальных швов и плотности применяемого раствора. Цементные растворы наиболее жесткие. Известковые, наоборот, наиболее деформативные. С увеличением возраста деформативность раствора снижается. Чем меньше деформативность раствора, тем более хрупкой оказывается кладка. Хрупкость кладки увеличивается с ее возрастом.



**Рис. 2.4. Стадии работы кладки под нагрузкой при сжатии**

Первые трещины в кладке должны рассматриваться как сигнал для установления причин их появления и принятия мер. Если нагрузка остается без изменения, то дальнейшего увеличения трещин не наблюдается. В этой стадии кладка еще несет нагрузку 60–80 % от разрушающей нагрузки в за-

висимости от возраста, вида раствора и свойств кирпича. Последующее увеличение нагрузки в эксплуатационный период недопустимо.

Дальнейшее увеличение нагрузки после появления трещин при  $F_{crc} < F < F_u$  приводит к развитию старых и появлению новых, которые объединяясь друг с другом и с вертикальными швами, постепенно расслаивают кладку на отдельные вертикальные ветви. Каждая ветвь оказывается в условиях внецентренного воздействия нагрузки. Это третья стадия работы кладки при  $F_{crc} < F < F_u$  ( $\sigma_{crc} < \sigma < R$ );  $R$  – расчетное сопротивление кладки  $R = R_u/K$ . При длительном действии нагрузки даже без дальнейшего ее увеличения будет постепенно ( вследствие развития пластических деформаций) происходить прогрессирующее развитие трещин. Трещины расслаивают кладку на тонкие гибкие столбики. И третья стадия переходит в четвертую стадию разрушения от потери устойчивости расчлененной трещинами кладки. Это происходит при  $F = F_u$  ( $\sigma > R$ ). Стены, столбы, простенки работают на сжатие.

### 3. РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ НЕАРМИРОВАННОЙ КЛАДКИ

---

#### *Прочность кладки при сжатии*

Расчетное сопротивление  $R$  сжатию кладки определяется по формуле  $R = R_u / k$ , где  $k$  – коэффициент безопасности по материалу учитывает неблагоприятные отклонения пределов прочности:  $k = 2$  для всех видов камней;  $k = 2, 25$  – для камней из ячеистого бетона;  $R_u$  – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки.

Расчетные сопротивления кладки сжатию в зависимости от вида и марки камня и раствора приведены в нормах. В ряде случаев расчетное сопротивление  $R$  кладки сжатию умножают на коэффициенты условий работы кладки –  $\gamma_c = 0,6–1, 15$ .

#### *Прочность кладки при местном сжатии (смятии)*

Местное сжатие имеет место в том случае, когда сжимающие напряжения передаются не по всей площади сечения

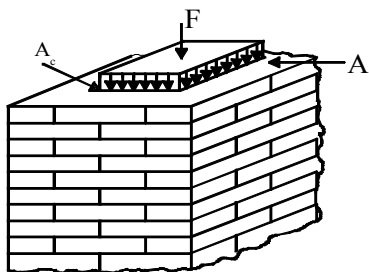


Рис. 3.1. Местное сжатие кладки

кладки  $A$ , а только по ее части  $A_c$  (рис. 3.1). Предел прочности загруженной части кладки при местном сжатии выше предела прочности при равномерном сжатии, и тем выше, чем меньше площадь смятия  $A_c$ . Это объясняется тем, что неза-

груженная часть сечения участвует в работе, оказывая сопротивление поперечным деформациям загруженной части и создает таким образом «эффект обоймы».

Расчетное сопротивление кладки на смятие  $R_c$  определяют по формуле:

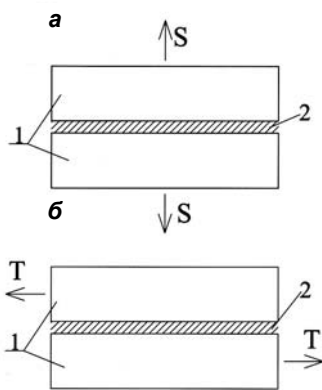
$$R_c = \xi \cdot R; \quad \xi = \sqrt[3]{A/A_c} \leq \xi_1,$$

где  $A$  – расчетная площадь сечения, определяется согласно указаниям СНиП;  $A_c$  – площадь смятия, на которую передается нагрузка;  $\xi_1$  – коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки;  $\xi$  – коэффициент, учитывающий работу соседних участков кладки.

### ***Прочность кладки при растяжении***

Все виды каменных кладок плохо сопротивляются растяжению, изгибу, срезу. Прочность кладки при растяжении определяется прочностью сцепления раствора с камнем. Сцепление раствора с камнем тем выше, чем больше прочность раствора и чем меньше его усадка. Сцепление в очень сильной степени зависит от скорости поглощения воды камнем. При очень быстром водопоглощении нарушается структура раствора и ухудшается сцепление. Этим объясняется необходимость поливки кирпича в жаркую погоду.

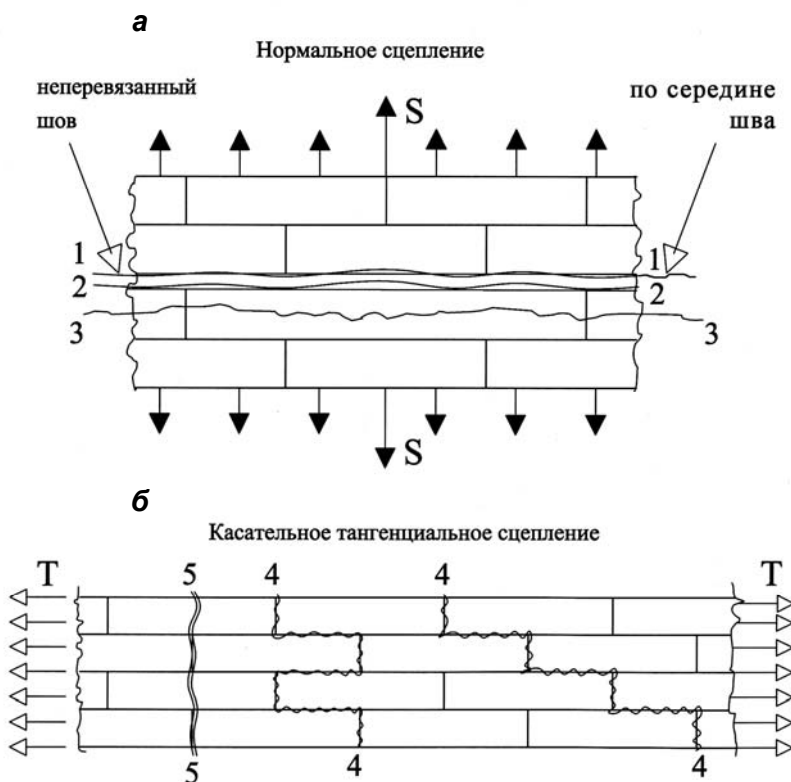
Таким образом, величина сцепления возрастает: с увеличением марки раствора; при



**Рис. 3.2.** Схемы сцепления камня (1) с раствором (2):  
а – нормальное сцепление –  $S$ ;  
б – касательное тангенциальное сцепление –  $T$

более шероховатой поверхности камня; при более чистой поверхности камня; при увлажнении камня. Сцепление нарастает во времени и достигает 100 % через 28 сут. В расчетах сцепление в вертикальных швах не учитывается. Различают два вида сцепления: нормальное  $S$  и касательное тангенциальное  $T$ . При этом  $T = 2S$  (рис. 3.2).

Расчетное сопротивление кладки растяжению  $R_t$  зависит от направления растягивающих усилий по отношению к швам кладки.

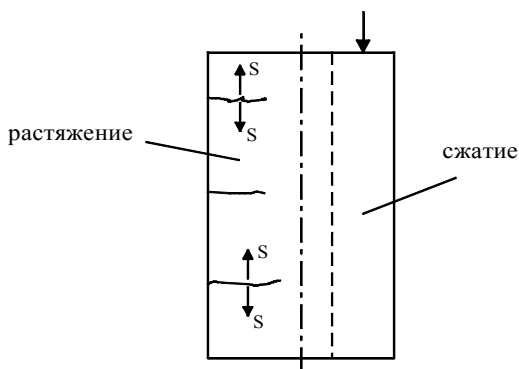


**Рис. 3.3. Схемы разрушения кладки при растяжении:**  
 а – по неперевязанным сечениям; б – по перевязанным сечениям

В соответствии с нормальным и касательным сцеплением при растяжении каменной кладки возможны два случая разрушения: по неперевязанным сечениям, которыми являются горизонтальные швы кладки, и по перевязанным сечениям, которыми являются вертикальные швы и сами камни (рис. 3.3).

При разрушении по неперевязанному сечению кладка разрушается в нескольких местах: по плоскости соприкосновения камня и раствора в горизонтальных швах (сеч. 1-1), т.е. зависит от прочности сцепления камня с раствором; или возможно разрушение по раствору горизонтального шва (сеч. 2-2), если предел прочности раствора при растяжении окажется меньше сцепления между камнем и раствором, или в пределах камня горизонтального ряда (сеч. 3-3), если прочность камня низкая. Такой характер разрушения наблюдается во внецентренно сжатых стенах и столбах (рис. 3.4).

**Рис. 3.4. Растяжение  
кладки при внецен-  
треном сжатии столба  
по неперевязанным  
сечениям**

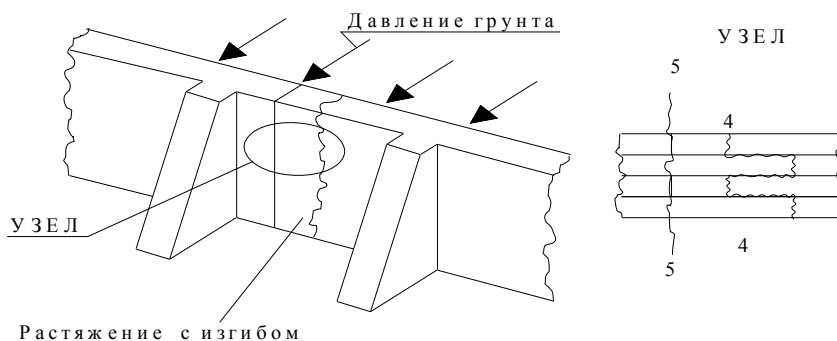


Разрушение по перевязанным сечениям (см. рис. 3.3, б), которыми являются вертикальные швы и сами камни, может происходить по сечению 4-4 – по вертикальным и части горизонтальных швов, но в этом случае разрыву сопротивляются только участки горизонтальных швов (вертикальные

швы не учитываются), в которых действует касательное сцепление. Разрушение по вертикальному сечению 5-5, перпендикулярному приложенным усилиям «Т», происходит по вертикальным швам и камням при прочных растворах и малой прочности камня. Центральное растяжение кладки по перевязанному сечению наблюдается в круглых резервуарах, силосах и др., стенки которых работают на растяжение.

### ***Прочность кладки при изгибе***

Изгиб в каменной кладке вызывает растяжение, которым и определяется прочность кладки по растянутой зоне. Работа кладки на растяжение при изгибе по неперевязанным швам встречается при внецентренном сжатии стен и столбов (см. рис. 3.4). Растяжение кладки при изгибе по перевязанному сечению наблюдается в подпорных стенах, удерживающих грунт (рис. 3.5). Различают растяжение кладки по сечению 5-5 или по сечению 4-4. В этом случае разрыву сопротивляются только участки горизонтальных швов (вертикальные швы не учитываются), в которых действует касательное сцепление.

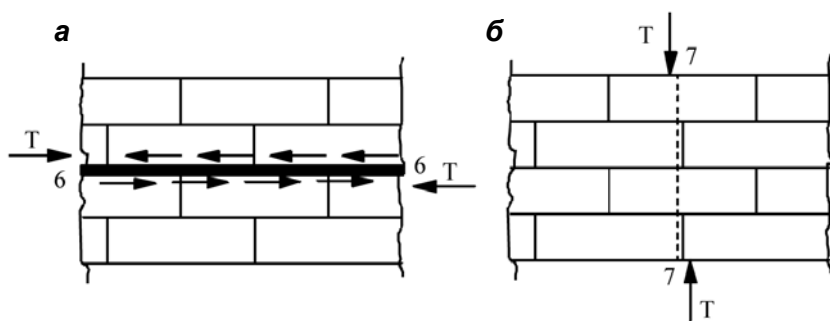


**Рис. 3.5. Растяжение кладки при изгибе по перевязанному сечению подпорных стенок**

Работа кладок на растяжение при изгибе  $R_{tb}$  зависит от несущей способности кладок в растянутой зоне, так как в сжатой зоне она больше. Опытами установлено, что расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе  $R_{tb}$  по перевязанному сечению в 1,5 раза больше, чем расчетное сопротивление кладки при растяжении  $R_t \cong 1,5 R_t$ .

### ***Прочность кладки при срезе***

Срез кладки так же, как и растяжение, может быть по неперевязанному и перевязанному шву. По неперевязанному шву сила  $T$  действует параллельно горизонтальным швам (рис. 3.6, а, сеч.6-6). Когда сила  $T$  действует перпендикулярно горизонтальным швам (рис. 3.6, б, сеч.7-7), имеет место срез по перевязанному шву. Здесь сопротивление оказывает касательное сцепление раствора с камнем. Такой срез встречается в консольных выступах стен. В этом случае учитывается сопротивление срезу только камня без учета вертикальных швов.



**Рис. 3.6. Разрушение кладки при срезе**



### 3.1. ДЕФОРМАТИВНЫЕ СВОЙСТВА КЛАДКИ. МОДУЛЬ ДЕФОРМАЦИИ

Установлено, что деформации сжатия каменной кладки не пропорциональны усилиям и не исчезают полностью при удалении нагрузки. Каменная кладка является упруго-пластическим материалом. Ее деформации состоят из упругой  $\varepsilon_{el}$  и неупругой  $\varepsilon_{pl}$  составляющих, зависят от длительности приложения нагрузки и скорости загрузки кладки. Основным их источником являются деформации ползучести, развивающиеся в растворных швах. В каменной кладке различают следующие деформации: объемные, возникающие во всех направлениях вследствие усадки раствора и камня или от изменения температуры и силовые – вследствие действия нагрузки.

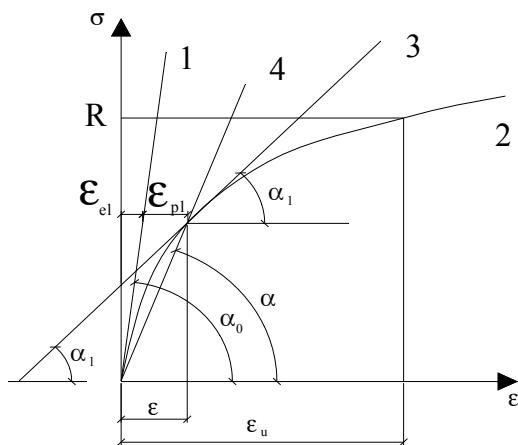
Усадочные деформации кладки  $\varepsilon_{st}$  зависят от материала кладки. Раствор обладает значительными деформациями, а камни меньшими значениями. Например, для кладки из обожженного глиняного кирпича усадку можно не учитывать ввиду ее малости, а для кладок из силикатного кирпича и бетонных камней она значительна –  $\varepsilon_{st} = 3 \cdot 10^{-4}$ .

Температурные деформации кладок также зависят от материала кладки и коэффициента линейного расширения кладки –  $\varepsilon_t$ . Например, для глиняного и керамического кирпича –  $\varepsilon_t = 0,5 \cdot 10^{-5}$ , для силикатного кирпича –  $\varepsilon_t = 1 \cdot 10^{-5}$ .

При действии нагрузки возникают силовые деформации по линии приложения нагрузки. В каменной кладке зависимость между напряжениями и деформациями не подчиняется закону Гука. Начиная с небольших напряжений в кладке, кроме упругих, развиваются и пластические деформации. Силовые деформации зависят от характера приложения нагрузки и могут быть трех видов:

- деформации при однократном нагружении кратковременной нагрузкой;
- деформации при длительном действии нагрузок;
- деформации при многократно повторных нагрузках.

Если каменную кладку нагружать очень быстро и довести до разрушения за несколько секунд, то в кладке возникнут только упругие деформации  $\epsilon_{el}$  и кладка будет работать как упругий материал. Зависимость между напряжениями и деформациями будет линейная (рис. 3.7). Прямая 1 выражает начальный модуль деформаций (модуль упругости) кладки  $E_0$ , соответствующий малым напряжениям ( $\sigma \leq 0,3 \cdot R_u$ ).



**Рис. 3.7. Модули деформации каменной кладки**

Если каменную кладку загружать в течение одного часа, постепенно доведя до разрушения, то зависимость между напряжениями и деформациями получится нелинейная (кривая 2). Таким образом, полные деформации будут складываться из упругих и неупругих (пластических). Пластические

деформации с ростом нагрузки увеличиваются быстрее напряжений. В этом случае при криволинейной зависимости  $\sigma - \varepsilon$  касательный (действительный) модуль деформации кладки  $E_1 = \operatorname{tg} \alpha_1 = d\sigma/d\varepsilon$  есть тангенс угла наклона касательной (под номером 3) к кривой  $\sigma - \varepsilon$  в точке с заданным напряжением. Величина  $E_1$  – переменная. С возрастанием напряжения угол  $\alpha_1$  будет уменьшаться, поэтому уменьшается и касательный (действительный) модуль деформаций  $E_1$ .

Наибольшее значение касательный модуль деформации будет иметь при  $\alpha_1 = \alpha_0$ . Это начальный или мгновенный модуль упругости. Он принимается равным тангенсу угла наклона касательной 1, проходящей через начало координат, к кривой 2, т.е.  $E_0 = \operatorname{tg} \alpha_0$ .

Для данного вида кладки  $E_0$  является постоянной величиной.

В расчетах учитывают средний (секущий) модуль деформации  $E = \operatorname{tg} \alpha = \sigma/\varepsilon$ . Модуль деформаций ограничен прямой 4, проходящий через точку с заданным напряжением и через начало координат.

Модуль упругости или начальный модуль деформации неармированной кладки  $E_0$  при кратковременной нагрузке пропорционален временному сопротивлению кладки  $R_u$  и определяется по формуле:  $E_0 = \alpha R_u$ , где  $\alpha$  – упругая характеристика кладки, которая зависит от вида кладки и марки раствора.

При расчете конструкций по прочности для определения усилий в кладке при знакопеременных и малоцикловых нагружениях  $E = 0,5 \cdot E_0$ .

При определении деформаций кладки от продольных или поперечных сил, усилий в статически неопределимых рамных системах, в которых элементы конструкций из клад-

ки работают совместно с элементами из других материалов, периода колебаний каменных конструкций, жесткости конструкций  $E$  принимается равным –  $E = 0,8 \cdot E_0$ .

При действии постоянных и длительных нагрузок в кладке развиваются деформации ползучести, поэтому в практических расчетах  $E_0$  уменьшается путем деления его на коэффициент ползучести  $E = E_0/\nu$ . Коэффициент  $\nu$ , учитывающий влияние ползучести кладки, зависит от вида кладки и принимается равным  $\nu = 1,8 - 4$ .

Относительные деформации кладки  $\varepsilon$  с учетом ползучести определяются по формуле  $\varepsilon = \nu \cdot \sigma / E_0$ , где  $\sigma$  – напряжение, при котором определяются деформации  $\varepsilon$ .

Модуль сдвига каменной кладки принимается равным  $G = 0,4 \cdot E_0$ , где  $E_0$  – модуль упругости при сжатии.

### 3.2. УЧЕТ ДЛИТЕЛЬНОГО ДЕЙСТВИЯ НАГРУЗКИ

Как правило, на каменные конструкции нагрузки действуют длительно, вызывая ползучесть кладки. Вследствие ползучести кладки продольный изгиб сжатых элементов с течением времени возрастает, что увеличивает эксцентриситет приложения нагрузки (рис. 3.8) и, следовательно, уменьшает разрушающую нагрузку  $F > F_1$ . Поэтому сжатый элемент может разрушаться раньше.

Иными словами, несущая способность сжатого элемента при длительном действии нагрузки снижается. Это явление учитывается коэффициентом  $m_g$ . Его величина зависит от величины нагрузки и от гибкости элемента. Коэффициент

$m_g$  определяют по формуле: 
$$m_g = 1 - \eta \cdot \frac{N_g}{N} \cdot \left(1 + \frac{1,2 \cdot e_{og}}{h}\right),$$

где  $\eta$  – коэффициент, который определяется по СНиП. Он зависит от гибкости элемента  $\lambda$ , вида камней и процента продольного армирования;

$N_g$  – расчетная продольная сила от длительных нагрузок (постоянных и временных длительных);

$N$  – расчетная суммарная продольная сила (от постоянных, временных длительных, временных кратковременных);

$e_{0g}$  – эксцентриситет от действия длительных нагрузок;

$h$  – высота сечения в плоскости действия изгибающего момента при внецентренном сжатии или меньший размер при центральном сжатии.

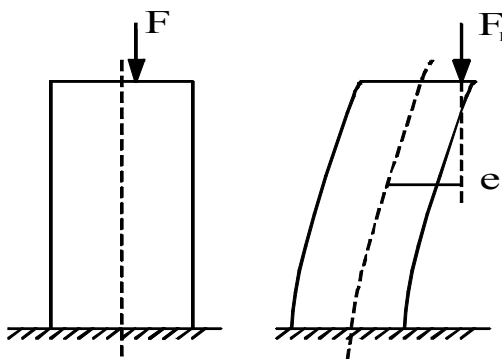


Рис. 3.8. Схема проявления продольного изгиба

Влияние длительности приложения нагрузки при проектировании из всех видов каменных кладок учитывается при толщине стен менее 30 см или при радиусе инерции элемента менее 8,7 см. В этом случае  $m_g$  определяется расчетом по указанной формуле.

Для прямоугольных сечений при меньшем размере  $h \geq 30$  см и для сечений любой формы с меньшим радиусом инерции  $i \geq 8,7$  см коэффициент  $m_g$  следует принимать равным 1.

### 3.3. КОЭФФИЦИЕНТ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

При расчете каменных конструкций явление продольного изгиба учитывается с помощью коэффициента  $\varphi$ . Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$  принимается по СНиП в зависимости от упругой характеристики кладки  $\alpha$  и гибкости элемента  $\lambda$ . Гибкость сжатого элемента зависит от способа закрепления концов элемента, его длины и жесткости поперечного сечения (размеров поперечного сжатия). Гибкость сжатого элемента любой формы постоянного по длине сечения определяют отношением  $\lambda_i = l_0/i \geq 14$ , для прямоугольного сечения –  $\lambda_h = l_0/h \geq 4$ , где  $i$  – наименьший радиус инерции сечения элемента;  $h$  – меньший размер прямоугольного сечения;  $l_0$  – расчетная высота сжатого элемента. Расчетную высоту  $l_0$  каменных стен и столбов при определении коэффициента продольного изгиба  $\varphi$  находят в зависимости от условия их опирания на горизонтальные и вертикальные опоры, т.е. учитывают конструктивную схему здания (рис. 3.9).

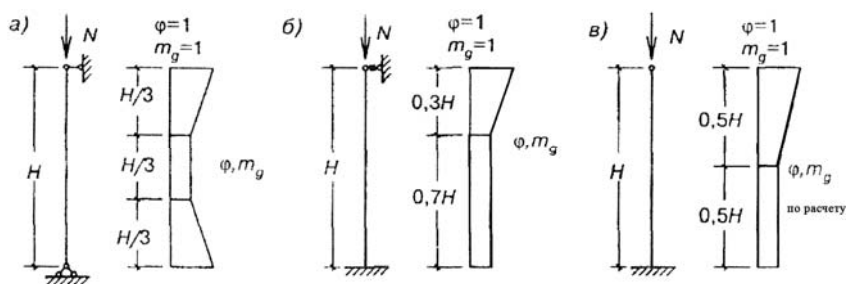


Рис. 3.9. Изменение значений коэффициентов  $\varphi$  и  $m_g$  по высоте сжатых стен и столбов

При «жесткой» конструктивной схеме здания рассчитываемый элемент (участок стены или столба в пределах этажа) считается шарнирно опертым снизу и сверху на жесткие, неподвижные в горизонтальном направлении опоры. За жесткие горизонтальные опоры принимают:

- монолитные перекрытия или железобетонные сборные с замоноличенными и армированными швами;

- сборные железобетонные настилы. Швы между плитами должны быть тщательно заполнены раствором. Расстояние между вертикальными опорами таких перекрытий ограничивается требованиями СНиП. В этом случае  $l_0 = H$ . Здесь  $H$  принимается равной высоте этажа –  $H = H_{эт}$ . Эта схема имеет место в жилых, общественных и часто многоэтажных промышленных зданиях (см. рис. 3.9, а).

При упругой конструктивной схеме рассчитываемый элемент считается неподвижно заделанным на нижней опоре и имеющим сверху смещаемую в горизонтальном направлении упругую шарнирную опору. За упругие опоры следует принимать покрытия и междуэтажные перекрытия при расстояниях между поперечными жесткими конструкциями, превышающих указанные в СНиП. Это имеет место для одноэтажных промышленных зданий. Для однопролетных –  $l_0 = 1,5H$ , для многопролетных –  $l_0 = 1,25H$  ( $H = H_{эт}$ ) (см. рис. 3.9, б).

Для свободно стоящих конструкций при отсутствии анкерной связи их с перекрытиями или другими горизонтальными опорами  $l_0 = 2H$ ,  $H = H_{эт}$  (например, при устройстве катковых опор) (см. рис. 3.9, в).

Для конструкций с частично защемленными опорными сечениями – с учетом фактической степени защемления, но не менее  $l_0 = 0,8H$ . Здесь  $H$  при сборных и монолитных железобетонных перекрытиях принимается равной высоте этажа  $H_{эт}$  за вычетом толщины железобетонной плиты, на-

стила или панели перекрытия  $H_f$ , т.е. равна расстоянию в свету –  $H = H_{\text{эт}} - H_f$ . Если опоры жесткие, то расчетную высоту принимают при сборных железобетонных перекрытиях, заделанных в стену,  $l_0 = 0,9H$ ; а при монолитных железобетонных перекрытиях, опираемых на стены по четырем сторонам,  $l_0 = 0,8H$ .  $H$  принимается равной высоте этажа, т.е. от пола до пола. В одноэтажных зданиях за нижнюю опору принимается уровень отмостки или пола, если он конструктивно связан со стеной или находится ниже уровня земли.

Значение коэффициентов  $\varphi$  и  $m_g$  для стен и столбов на прямоугольных участках всех схем следует принимать постоянными и равными расчетным значениям  $\varphi$  и  $m_g$ , определяемым для данного элемента. При расчетах сечений на участках в виде трапеций  $\varphi$  и  $m_g$  увеличиваются по линейному закону до единицы на опорах. Для промежуточных расчетных сечений на этих участках коэффициенты  $\varphi$  и  $m_g$  определяются методом интерполяции.



## 4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ НЕАРМИРОВАННОЙ КЛАДКИ

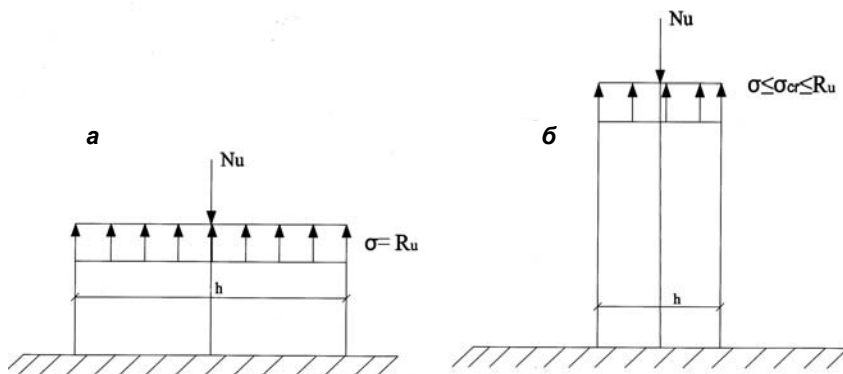
---

Расчет каменных конструкций по несущей способности обеспечивает проверку их достаточной прочности и устойчивости в наиболее напряженных сечениях при учете всех возможных воздействий. Действующее усилие  $N$  должно быть меньше или равно расчетной несущей способности  $N_{сеч}$  конструкции:  $N \leq N_{сеч}$ . Расчет каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям первой группы производится, как правило, на воздействие расчетных нагрузок.

### 4.1. ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

На практике в конструкциях из каменной кладки центральное сжатие встречается крайне редко. Это объясняется тем, что очень трудно конструктивно обеспечить приложение нагрузки по оси элемента и исключить появление случайных эксцентриситетов в процессе производства работ и в период эксплуатации. Однако в ряде случаев эксцентриситеты от нагрузки, а также случайные эксцентриситеты очень малы и ими можно пренебречь. Примерами центрально-сжатых каменных конструкций могут служить внутренние несущие столбы многоэтажных каменных зданий. При центральном сжатии напряжения по сечению элемента распределяются равномерно. Разрушение таких элементов происходит в результате исчерпания прочностных свойств кладки. Напряжения в кладке равны пределу ее прочности  $\sigma = R_u$ . Так происходит при коротких элементах любой гибкости (рис. 4.1, а) либо в результате потери устойчивости при кри-

тических напряжениях  $\sigma = \sigma_{cr}$ , которое меньше, чем предел прочности кладки  $R_u$ . Это происходит при длинных элементах – при большой гибкости (рис. 4.1, б). На значение разрушающих усилий влияет также продолжительность действия нагрузки.



**Рис. 4.1. Схема работы столбов на центральное сжатие**

Расчет центрально-сжатых элементов неармированной кладки производят по первому предельному состоянию – по прочности. Несущая способность элементов каменных конструкций при центральном сжатии считается обеспеченной, если

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

где  $N$  – расчетная действующая продольная сила;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба;

$m_q$  – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки;

$R$  – расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки;

$A$  – площадь сечения элемента.

## 4.2. ВНЕЦЕНТРЕННО-СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Внецентренное сжатие является наиболее распространенным видом напряженного состояния каменных конструкций. На внецентренное сжатие работают: наружные стены и простенки, нагруженные внецентренно приложенной нагрузкой от перекрытий; стены и столбы промышленного здания, воспринимающие крановую или ветровую нагрузку; карнизные участки стен.

При внецентренном сжатии на элемент действует или нормальная сила  $N$  с эксцентриситетом  $e_0$ , или изгибающий момент  $M$ . Изгибающий момент эквивалентен силе  $N$ , приложенной с эксцентриситетом  $e_0 = M / N$ . Напряженное состояние каменной кладки при внецентренном сжатии характеризуется наличием растягивающих и сжимающих напряжений в сечении и зависит от величины эксцентриситета  $e_0$  приложения продольной силы  $N$ .

Рассмотрим внецентренно-сжатые столбы (рис. 4.2).

Их характеристики:

общая площадь поперечного сечения  $A=b \cdot h$ ;

$A_c$  – площадь сжатой части сечения появляется при двузначной эпюре напряжений  $A_c = h_c \cdot b$ ;

$C$  – расстояние от точки приложения силы  $N$  до наиболее сжатой грани сечения,  $C \geq 20$  мм;

$y$  – расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатой грани;

$e_0$  – эксцентриситет приложения продольной силы  $N$ .

Его принимают относительно центра тяжести сечения.

Прикладываем к столбам нагрузку  $N$  с различными эксцентриситетами относительно центра тяжести сечения:

- в первом случае эксцентриситет  $e_0 = 0$ . Напряжения в кладке будут по всей площади поперечного сечения равномерные и  $\sigma \leq R_u$ . Все сечение столба сжато  $A = A_c$ . Имеем центральное сжатие (см. рис. 4.2, а);

- во втором случае прикладываем силу  $N$  с небольшим эксцентриситетом  $e_0$ , который меняется в пределах  $0 < e_0 \leq 0,45y$ . Все сечение сжато, но неравномерно. Напряжение в кладке увеличивается под силой  $N$ . Эпюра напряжений имеет криволинейное очертание.

При небольших эксцентриситетах  $e_0 = 0$  и  $0 < e_0 \leq 0,45y$  – сжатие считается как «внецентренное сжатие с малыми эксцентриситетами (см. рис. 4.2, а, б);

- с увеличением эксцентриситета до  $0,7y$  у поперечное сечение столба сжимается неравномерно, и в наиболее удаленной зоне от силы  $N$  возникают растягивающие напряжения и может появиться растянутая зона (см. рис. 4.2, в). Напряженное состояние сечения выражается двухзначной эпюрой и на сжатие работает часть сечения площадью  $A_c$ .

Для расчета принимают площадь  $A_c$  – симметрично относительно силы  $N$ , а напряжения по этой площади принимают равномерно распределенными, причем напряжения принимаются равными  $\sigma = R$  с постоянным модулем упругости;

- увеличиваем эксцентриситет  $e_0 > 0,7y$  (см. рис. 4.2, г). В растянутой зоне появляются трещины, которые увеличивают деформативность кладки и уменьшают ее несущую способность.

При больших эксцентриситетах и даже при малых нагрузках напряжение в растянутой зоне элемента может превысить предельное сопротивление кладки растяжению при изгибе:  $\sigma_t \geq R_{tb}$ . В растянутой зоне появляются горизонтальные трещины. Их появление не приводит к разрушению, если напряжение в сжатой зоне не превышает предельной величины  $\sigma < R_u$ . Разрушающая нагрузка может в несколько раз превысить нагрузку, при которой образуются трещины в растянутой зоне кладки  $N_u \gg N_{crc}$ . В этом случае внешнее усилие воспринимается лишь сжатой зоной сечения. Нагрузка на элемент может быть увеличена пока не будет использована несущая способность сжатой зоны сечения.

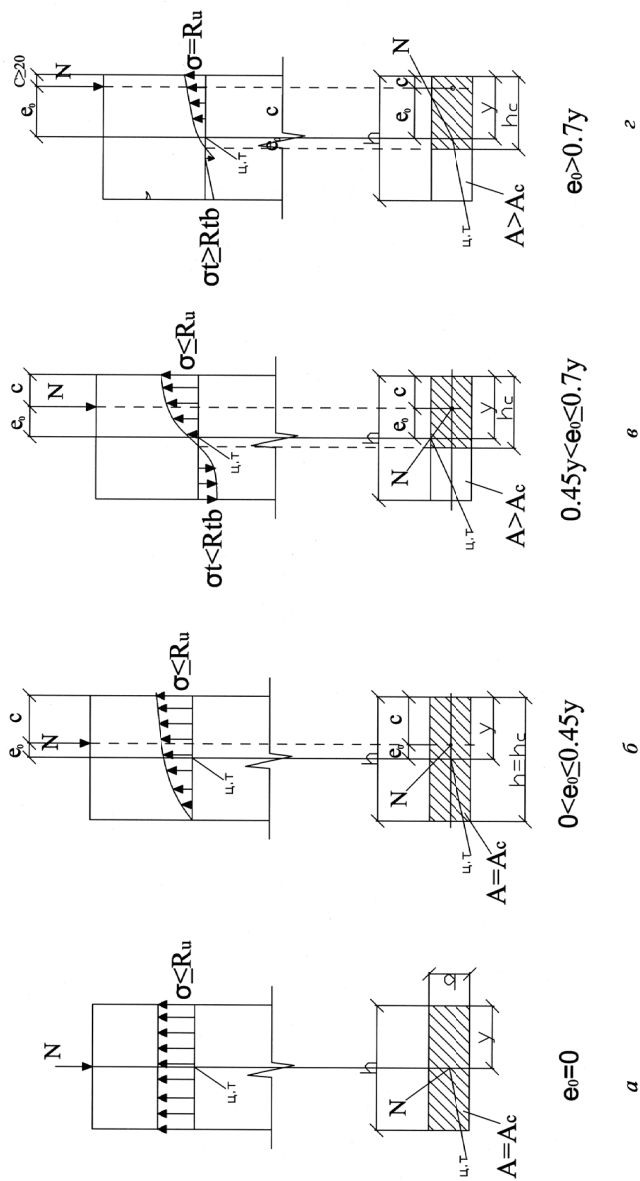


Рис. 4.2. Эпюры напряжений при внецентренном сжатии кладки

Схемы на рис. 4.2, в, г рассматриваются как внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

Эксперименты на внецентренно-сжатых образцах показали:

- если сравнивать разрушающие усилия, полученные по формулам сопротивления материалов, с фактическими значениями, то последние в 1,5–2 раза больше. Возможно такое расхождение объясняется криволинейностью эпюры напряжений, в отличие от прямолинейной, принимаемой как для упругого материала с постоянным модулем упругости;

- в момент разрушения при внецентренном сжатии деформации кладки значительно больше, чем при центральном сжатии. Очевидно, что менее напряженная часть сечения помогает работе более напряженной части. Проявляется так называемый «эффект обоймы». В результате происходит перераспределение напряжений благодаря пластическим деформациям кладки;

- при значительных эксцентриситетах  $e_0$  приложения нагрузки  $N$  (см. рис. 4.2, в, г) в растянутой зоне возникают трещины, что приводит к изменению работы сечения. Трещины могут быть недопустимые. В этом случае конструкции должны быть рассчитанными на раскрытие трещин.

В нормах приводятся ограничения на величину  $e_0$ :

- наибольшая величина эксцентриситета (с учетом случайного) во внецентренно-сжатых конструкциях без продольной арматуры в растянутой зоне не должна превышать: для основных сочетаний нагрузок  $e_{0,U} = 0,9 y$ ; для особых сочетаний нагрузок –  $e_{0,U} = 0,95y$ . В противном случае необходима установка продольной арматуры в растянутой зоне;

- при стенах толщиной 25 см и меньше: для основных сочетаний нагрузок  $e_{0,U} = 0,8 y$ ; для особых –  $e_{0,U} = 0,85 y$ . При этом расстояние от точки приложения силы до более сжатого края сечения для несущих стен и столбов должна быть не менее 2 см ( $c \geq 20\text{ мм}$ ). При расчете несущих и са-

монесущих стен толщиной 25 см и менее учитывают случайный эксцентриситет, который суммируют с эксцентриситетом продольной силы. Величину случайного эксцентриситета следует принимать равной: для несущих стен – 2 см; для самонесущих стен, а также для отдельных слоев трехслойных несущих стен – 1 см; для перегородок и ненесущих стен случайный эксцентриситет не учитывают.

На основании экспериментальных исследований при расчете кладки на внецентренное сжатие приняты следующие предпосылки:

- в расчете учитывается условие равновесия внешней силы  $N$  и равнодействующей усилий сжатой части сечения, поэтому нельзя допустить, чтобы внешняя сила выходила за пределы сечения, а поскольку силы сцепления невелики, то в растянутой зоне появление больших трещин недопустимо;

- прочность каменных конструкций при внецентренном сжатии определяется несущей способностью сжатой зоны кладки –  $A_c$ ;

- при расчете таких конструкций криволинейные эпюры напряжений сжатой зоны заменяют прямоугольной формой;

- размер эпюры сжимаемых напряжений  $h_c$  принимается таким, чтобы центр тяжести сжатой зоны  $A_c$  совпадал с точкой приложения внешней сжимающей силы  $N$  (рис. 4.3);

- поскольку каменная кладка обладает упруго-пластическими свойствами, то для расчета каменных конструкций на внецентренное сжатие неприемлемы формулы, используемые для расчета элементов из упругих материалов. В результате в формулах учитывают дополнительные коэффициенты.

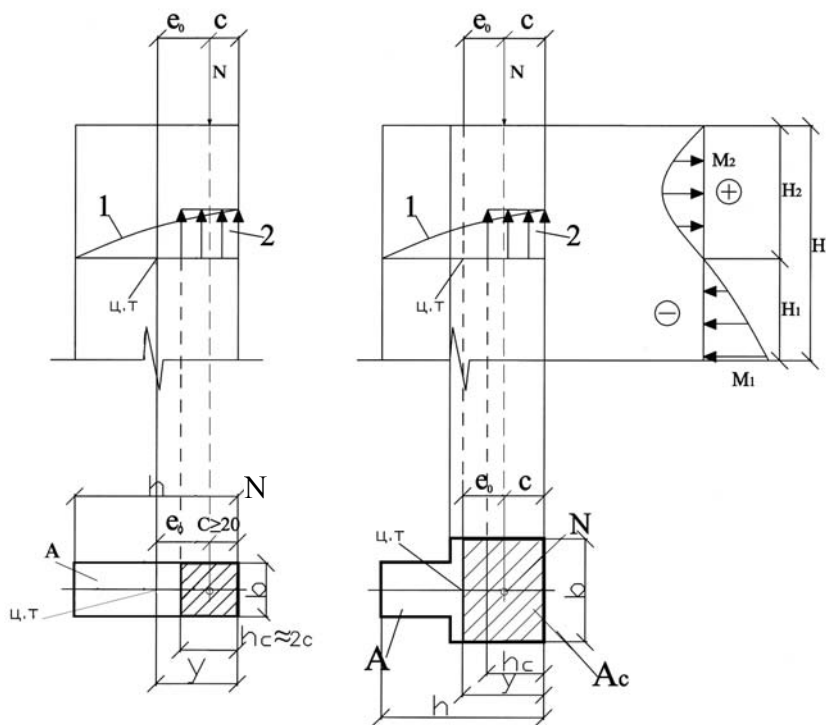


Рис. 4.3. Расчетные схемы сечений

**Несущая способность** сжатого сечения обеспечена, если

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

где  $N$  – внешняя расчетная продольная сила, включающая постоянные и временные нагрузки;

$R$  – расчетное сопротивление кладки сжатию с учетом коэффициентов условий работы  $\gamma_c$ ;

$m_q$  – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки;



$\varphi_1$  – коэффициент продольного изгиба определяется как среднеарифметическое значение коэффициентов  $\varphi$  и  $\varphi_c$ :

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

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента. Определяется по расчетной высоте элемента  $l_0$  в зависимости от гибкости:

$$\lambda_h = l_0/h \text{ или } \lambda_i = l_0/i;$$

здесь  $h$  – меньший размер прямоугольного сечения;  $i$  – наименьший радиус инерции сечения элемента;

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

$$\lambda_{hc} = H/h_c \text{ или } \lambda_{ic} = H/i_c;$$

здесь  $h_c$  и  $i_c$  – высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения  $A_c$  в плоскости действия изгибающего момента.

Коэффициент  $\omega$  учитывает возможность повышения прочности кладки  $R$ . В наиболее нагруженных участках вследствие ползучести развиваются значительные деформации и включается в работу влияние менее напряженной части сечения (эффект обоймы), которое сдерживает поперечные деформации сжатой зоны.

При этом разрешается повысить напряжение не более чем на 45%:

$$\text{– для сечения произвольной формы: } \omega = 1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45;$$

$$\text{– для сечения прямоугольной формы: } \omega = 1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45.$$

$A_c$  – площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений.  $A_c$  определяют из условия, что центр тя-

жести  $A_c$  совпадает с точкой приложения продольной силы  $N$ . Положение границы площади  $A_c$  в общем случае для сложных типов внецентренно-сжатых поперечных сечений определяется из условия равенства нулю статического момента этой площади относительно ее центра тяжести:

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

где  $A$  – площадь сечения элемента;

$h$  – высота сечения в плоскости действия изгибающего момента;

$e_0$  – эксцентриситет расчетной силы  $N$  относительно центра тяжести сечения;

$h_c = h - 2 e_0$  – для прямоугольного сечения.

Для сечения тавровой формы (при  $e_0 > 0,45 \cdot y$ ) допускается приближенно принимать

$$A_c = 2 \cdot (y - e_0) \cdot b \text{ и } h_c = 2 \cdot (y - e_0),$$

где  $b$  – ширина сжатой полки или толщина стенки ребра таврового сечения в зависимости от направления эксцентриситета;

$y$  – расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета.

Для таврового сечения (рис. 4.4 и 4.5) расстояние от точки приложения силы до границы расчетной сжатой зоны ( $x$ ) определяется по формулам.

- 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  $x = e_1$ .



Расчет внецентренно-сжатых неармированных элементов по раскрытию трещин **при  $e_0 > 0,7$**  у производят на воздействие расчетных нагрузок.

Расчет по раскрытию трещин производят из следующих положений:

- при расчете принимается линейная эпюра напряжений внецентренного сжатия, как для упругого тела;
- расчет производят по условному краевому напряжению растяжения, которое характеризует величину раскрытия трещин в растянутой зоне.

Элементы, работающие на внецентренное сжатие, должны быть дополнительно рассчитаны на центральное сжатие в плоскости, перпендикулярной к плоскости действия изгибающего момента в тех случаях, когда ширина их поперечного сечения  $b < h$ .

**Расчет по раскрытию трещин** внецентренно-сжатых каменных элементов **при  $e_0 > 0,7$**  у выполняют по формулам:

$$N \leq \frac{\gamma_r \cdot R_{tb} \cdot A}{\frac{I}{A \cdot (h - y) \cdot e_0} - 1} - \text{для сечения любой формы};$$
$$N \leq \frac{\gamma_r \cdot R_{tb} \cdot A}{\frac{6 \cdot e_0}{h} - 1} - \text{для прямоугольного сечения},$$

где  $N$  – внешние расчетные нагрузки;

$I$  – момент инерции сечения в плоскости действия изгибающего момента;

$R_{tb}$  – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению;

$\gamma_r$  – коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин;

$h$  – высота сечения в плоскости действия изгибающего момента.

### 4.3. МЕСТНОЕ СЖАТИЕ (СМЯТИЕ) КЛАДКИ

При опирании какой-либо конструкции (балки, прогона, колонны) не на все сечение каменной кладки, а только на ее часть, имеет место деформация, которая называется местным сжатием или смятием кладки (рис. 4.6). Различают местные и основные нагрузки: *местные* – приложенные на площадь смятия  $A_c$ , *основная* – это нагрузка от всего здания на уровне рассматриваемого сечения.

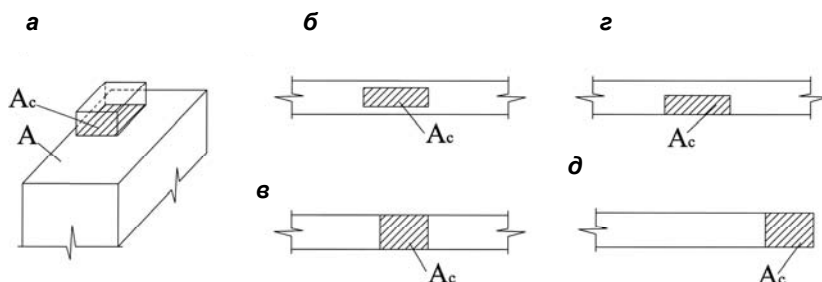


Рис. 4.6. Схемы приложения местной нагрузки

При действии местной нагрузки на части площади незагруженная часть сечения выполняет роль обоймы и препятствует поперечным деформациям кладки на загруженном участке. Поэтому расчетное сопротивление на площади  $A_c$  повышается. Кроме того, давление, передающееся на кладку, воспринимается не только непосредственно площадью смятия, но и соседними участками кладки, расположенными в пределах расчетной площади сечения. При этом существенное влияние оказывают только достаточно близкие к зоне местного сжатия участки кладки. Вследствие чего ограничивается величина расчетного сечения кладки  $A$ , учитываемая при расчете на местное сжатие.

**Расчетная площадь  $A$**  при местном сжатии определяется по следующим правилам:

- При площади смятия, включающей всю толщину стены, в расчетную площадь включаются участки длиной не более толщины стены в каждую сторону от границы местной нагрузки (рис. 4.7, а):  $A = b \cdot h = (2 \cdot h + b_c) \cdot h$ .

- При расчете на местную краевую нагрузку, приложенную по всей толщине стены, расчетная площадь равна площади смятия:  $A = A_c$ . При расчете на сумму местной и основной нагрузок расчетная площадь равна сумме площадей смятия  $A_c$  и участка стены длиной не более ее толщины в одну сторону:  $A = b \cdot h$ ;  $b = b_c + h$  (рис. 4.7, б).

- При опирании на стену концов прогонов или балок (рис. 4.7, в) и при расстоянии между осями балок  $b \leq 2 \cdot h$  расчетная площадь смятия включает площадь сечения стены шириной, равной глубине заделки опорного участка балки ( $l_{\text{зад}}$ ) и длиной не более расстояния между осями двух соседних балок, т.е.  $A = b \cdot l_{\text{зад}}$ .

- Если расстояние между осями соседних балок больше двойной толщины стены, длина расчетной площади сечения определяется как сумма ширины балки ( $b_c$ ) и удвоенной толщины стены ( $2 \cdot h$ ). Расчетная площадь будет  $A = (2 \cdot h + b_c) \cdot l_{\text{зад}}$  (рис. 4.7, г).

### **Расчетное сопротивление кладки на смятие**

$$R_c = \xi \cdot R; \quad \xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1,$$

где  $R$  – расчетное сопротивление кладки при осевом сжатии;

$A_c$  – площадь смятия, на которую передается местная нагрузка;

$A$  – расчетная площадь сечения при местном сжатии;

The diagrams illustrate various reinforcement configurations for reinforced concrete beams:

- Diagram a:** Shows a beam with height  $h$  and width  $b$ . It features a central section of width  $b_c$  with cross-sectional area  $A_c$ , flanked by sections of width  $h$  with cross-sectional area  $A$ .
- Diagram б:** Similar to diagram a, but with a different reinforcement layout for the central section.
- Diagram в:** Shows a beam with height  $h$  and width  $b$ . It features a central section of width  $b_c$  with cross-sectional area  $A_c$ , flanked by sections of width  $h$  with cross-sectional area  $A$ . The beam is labeled "балка" (beam) and "зад" (back).
- Diagram г:** Similar to diagram в, but with a different reinforcement layout for the central section.

82

**Несущая способность** элемента при местном сжатии проверяется по формуле:

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

где  $N_c$  – продольная сжимающая сила от местной нагрузки;  
 $d$  – коэффициент учитывает пластическую работу материала и перераспределение напряжений в зоне местного смятия;

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

$d = 1,0$  – для кладки из пустотелых бетонных камней или сплошных камней и блоков из крупнопористого и ячеистого бетонов;

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

Характер эпюры давления зависит от условий передачи местной нагрузки на кладку. Если давление на кладку передается через слой раствора, то эпюру давления в кладке принимают треугольной формы. Тогда принимают значение  $\psi = 0,5$ . Если под опорными участками элементов, передающих местные нагрузки на кладку, предусмотрена установка распределительных плит, тогда эпюры давления принимают прямоугольной формы и  $\psi = 1,0$ .

Если под опорами изгибаемых элементов не требуется установка распределительных плит, то допускается принимать  $\psi \cdot d = 0,75$  – для кладок из кирпича, сплошных камней, крупных блоков, керамических камней с пустотами и др.;  $\psi \cdot d = 0,5$  – для кладок из пустотелых бетонных камней и блоков из тяжелого бетона или бетона на пористых заполнителях класса В 3,5 и выше, сплошных камней и других видов кладки. При неравномерной эпюре давления в пределах самой площади  $A_c$  менее загруженные участки кладки деформируются меньше. Создается дополнительное препятствие



развитию деформаций более загруженных участков и повышается тем самым их прочность. Произведение  $\psi \cdot d$  учитывает это явление.

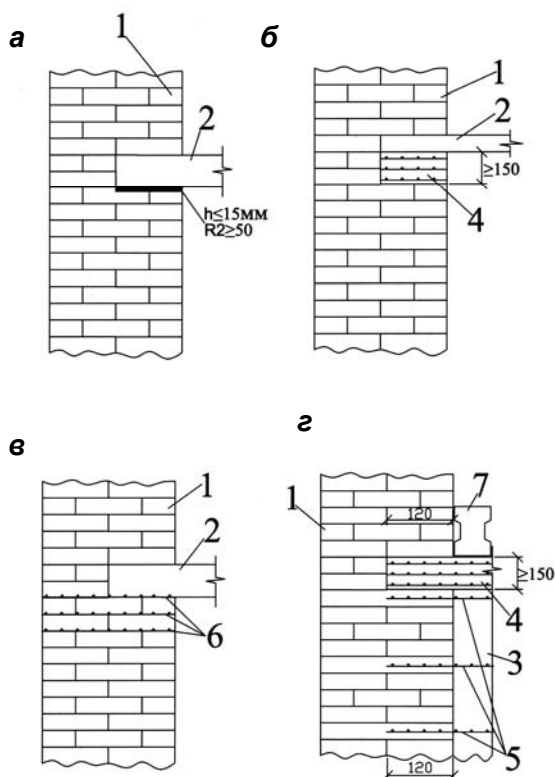
При одновременном действии на площадь смятия местной (опорной реакции балок, прогонов, перекрытий и т.п.) и основной нагрузок (вес вышележащей кладки и нагрузка, передающаяся на эту кладку) расчет производится отдельно на местную нагрузку и на сумму местной и основной нагрузок. При расчете на сумму местной и основной нагрузок следует учитывать только ту часть местной нагрузки, которая приложена до загрузки площади смятия основной нагрузкой.

При проектировании каменных конструкций, работающих на местное сжатие, для повышения несущей способности опорного узла необходимо выполнить ряд конструктивных требований:

- Под опорными участками элементов, передающих местные нагрузки на кладку, следует предусматривать слой раствора толщиной не более 15 мм (рис. 4.8, *а*). Это должно быть указано в проекте; установка этих элементов на кладку «насухо» не допускается.

- В местах приложения местных нагрузок в случае, когда это требуется по расчету на смятие, следует предусматривать установку распределительных плит толщиной, кратной толщине рядов кладки, но не менее 15 см. Плиты армируются по расчету двумя сетками с общим количеством арматуры не менее 0,5 % объема бетона (рис. 4.8, *б*).

- При опирании ферм, балок покрытий, подкрановых балок и т.п. на пилястры следует предусматривать распределительные плиты. Распределительные плиты должны иметь связь с основной стеной. Глубина заделки плит должна составлять не менее 12 см. Выполнение кладки, расположенной над плитами, следует предусматривать сразу после установки плит (рис. 4.8, *в*).



**Рис. 4.8. Схемы опирания конструкций на кладку:**

1 – стена; 2 – перекрытие; 3 – пилястра; 4 – железобетонная опорная плита; 5 – армирование сетками через 3 ряда кладки на глубину до 1 м;  
б – армирование сетками не менее в трех швах кладки опорного участка

• Необходимо предусматривать армирование опорного участка кладки сетками из стержней диаметром не менее 3 мм с размером ячеек не более  $60 \times 60$  мм. Сетки укладывают не менее чем в 3-х верхних горизонтальных швах в том случае, когда местная краевая нагрузка превышает 80% расчетной несущей способности кладки при местном сжатии (рис. 4.8, в).

- Следует предусматривать армирование участка кладки пилястры при передаче на нее местных нагрузок. Сетки располагают в пределах 1 м ниже распределительной плиты через каждые три ряда кладки. Они должны соединять опорные части пилястр с основной частью стены и заходить на глубину не менее 120 мм (рис. 4.8, з).

#### 4.4. РАСЧЕТ НА ИЗГИБ, СРЕЗ, РАСТЯЖЕНИЕ

##### *Изгиб*

Проектирование неармированных конструкций, работающих на изгиб, допускается только для кладок, работающих по перевязанному шву. К таким конструкциям относятся подпорные стенки с вертикальными контрфорсами; стены многоэтажных зданий, воспринимающие действие ветровой нагрузки и т.п. При расчете каменной неармированной кладки на изгиб проверяют несущую способность кладки при восприятии нормальных напряжений по перевязанному шву и касательных напряжений по наклонному сечению. Расчет сечений производят на действие изгибающего момента  $M$  и поперечной силы  $Q$ .

Расчет изгибаемых неармированных элементов производят в предположении упругой работы кладки, используя формулы сопротивления материалов:

$$M \leq R_{tb}W, \quad Q \leq R_{tw}bz,$$

где  $M$  и  $Q$  – расчетный изгибающий момент и расчетная поперечная сила от внешних нагрузок;

$W$  – момент сопротивления сечения кладки при упругой ее работе;

$R_{tb}$  – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению;

$R_{tw}$  – расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе;

$z$  – плечо внутренней пары сил для прямоугольного сечения,  $z = 2/3h$ ;

$b, h$  – размеры поперечного сечения.

Проектирование элементов каменных конструкций, работающих на изгиб по перевязанному шву, не допускается.

### *Срез*

Срез по горизонтальному сечению кладки встречается при проверке угловых простенков на действие распора от крайних оконных перемычек или при передаче распора от арок и при отсутствии затяжек, воспринимающих распор.

Сопротивление неармированной каменной кладки срезу по горизонтальным перевязанным швам и перевязанным швам для бутовой кладки складывается из сопротивления непосредственно срезу (касательное сцепление) и из сопротивления трения кладки по горизонтальному шву.

Расчетная формула имеет вид:

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8n\mu\sigma_0)A,$$

где  $R_{sq}$  – расчетное сопротивление срезу по перевязанному сечению;

$n$  – коэффициент, принимаемый равным  $n = 1$  для кладки из сплошного кирпича и камней и равным  $n = 0,5$  для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами;

$\mu$  – коэффициент трения кладки по шву, принимаемый равным  $\mu = 0,7$  для кладки из кирпича и камней правильной формы;

$\sigma_0$  – среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной нагрузке, определяемой с коэффициентом надежности по нагрузке  $\gamma_f = 0,9$ ,

$A$  – расчетная площадь сечения. При внецентренном сжатии с эксцентриситетами  $e_0$ , выходящими за пределы яд-

ра сечения ( $e_0 > 0,17h$ ), в расчетную площадь сечения включается только площадь сжатой части сечения  $A_c$ ;

0,8 – коэффициент, учитывающий возможность случайного снижения сопротивления трению.

### ***Растяжение***

Стенки круглых резервуаров, силосов и других круглых конструкций рассчитывают исходя из прочности кладки по перевязанному сечению на центральное растяжение.

Расчет неармированных каменных конструкций на прочность при осевом растяжении выполняется по формуле:

$$N \leq R_t A_n,$$

где  $N$  – расчетная осевая сила при растяжении;

$R_t$  – расчетное сопротивление кладки осевому растяжению по перевязанному сечению;

$A_n$  – расчетная площадь сечения за вычетом пустот в камнях.

При растяжении по перевязанному сечению трещина может пойти как по вертикальным швам, так и по целому камню. Второй случай имеет место тогда, когда сопротивление камня растяжению меньше сопротивления швов. В связи с этим в расчетную формулу следует подставлять меньшее из значений  $R_t$ , приведенных в нормах.

Проектирование элементов каменных конструкций, работающих на осевое растяжение по неперевязанному сечению, не допускается, так как трудно гарантировать достаточно устойчивое сцепление, определяющее прочность кладки при ее растяжении по неперевязанным швам.

## 5. АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

---

При значительных нагрузках или при больших эксцентриситетах несущая способность неармированной каменной кладки мала. Увеличение размеров сечения конструкции не является экономически целесообразным: оно вызывает увеличение расходов материалов, рабочей силы, транспорта и приводит к уменьшению полезной площади помещения. Кроме того, повышение марок кирпича, камней и растворов не обеспечивает требуемой прочности кладки. В этом случае целесообразно применять армированную кладку, т.е. каменные конструкции снабжаются стальной арматурой. Армирование каменных конструкций приводит к увеличению прочности и устойчивости в 2–2,5 раза.

Существуют два способа армирования:

- поперечное армирование сжатых элементов сетками из тонкой проволоки;
- продольное армирование, состоящее из продольной арматуры и хомутов, аналогично армированию железобетонных колонн и балок. Арматура располагается в бороздах или каналах с последующей заделкой их раствором.

Продольное армирование применяют для восприятия растягивающих усилий в конструкциях, работающих на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами, а также на изгиб и растяжение. Каменную кладку усиливают железобетоном – получают так называемые «комплексные конструкции». Столбы и простенки усиливают стальными или железобетонными обоймами.

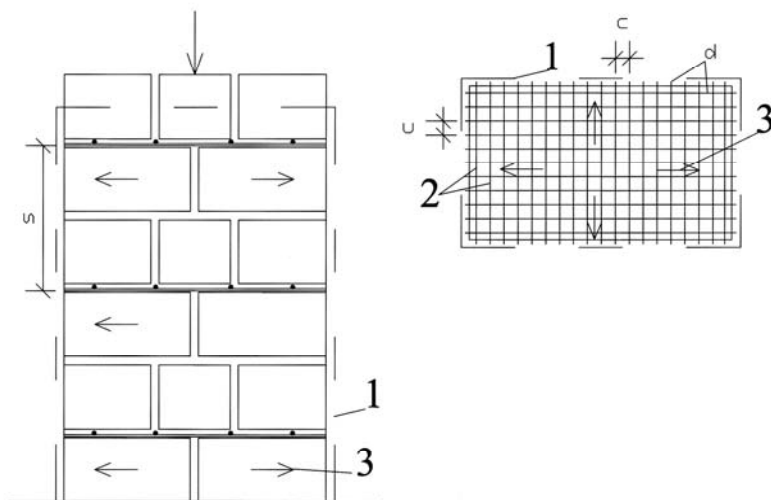
## 5.1. СЕТЧАТОЕ АРМИРОВАНИЕ

При действии на каменную кладку продольных сжимающих усилий в ней одновременно с продольными возникают поперечные деформации, которые растягивают кирпич поперек столба и кладка разрушается от его разрыва. Большое число исследований показало, что несущая способность элемента может быть значительно повышена, если каким-либо путем воспрепятствовать развитию поперечных деформаций в элементе. Для этой цели применяют поперечное армирование каменной кладки. Стержни сетки воспрепятствуют растягивающим напряжениям, потому что деформативность сеток значительно ниже деформативности кладки, так как арматура обладает более высоким модулем упругости. Сжимающую нагрузку воспринимает сам камень. Арматура же не воспринимает непосредственно внешнюю силу, но она воспринимает растягивающие напряжения от кладки. Этим косвенно усиливает кладку, тормозя ее разрушение. Такое армирование повышает несущую способность элемента.

Сетчатое армирование эффективно применять для усиления тяжело нагруженных кирпичных столбов и простенков малой гибкости  $l_0/h \leq 15$  или  $l_0/i \leq 53$  и при небольших эксцентриситетах  $e_0 \leq 0,17h$ . При эксцентриситетах, выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений  $e_0 > 0,17 \cdot h = 0,33 \cdot y$ ), а также при  $\lambda_h > 15$  или  $\lambda_i > 53$  сетчатое армирование применять не следует.

**Сущность сетчатого армирования** кладки заключается в том, что в горизонтальные швы кладки на раствор кладут сетки из тонкой проволоки или катанки и накрывают сверху раствором, на который укладывают следующий ряд кладки. Под действием нагрузки арматура плотно зажимается в швах и вследствие сил трения и сцепления с раствором работает совместно с кладкой до момента ее разрушения. Этот вид армирования называется сетчатым или косвенным.

Характер разрушения кладки с сетчатым армированием отличается от характера разрушения неармированной кладки. Вначале появляются трещины в отдельных кирпичах. Дальнейшее же развитие трещины преграждается сетками. В результате возникают мелкие косые трещины, идущие только между сетками. С ростом вертикальных усилий увеличивается поперечное расширение кладки и соответственно повышаются растягивающие деформации и напряжения в арматуре. В этот момент нарушается сцепление арматуры с раствором. В отдельных местах действие поперечного обжатия кладки ослабевает. Происходит местное разрушение кирпичей и целых рядов кладки. Но расслоение элемента на отдельные высокие столбики, как у неармированной кладки, не наблюдается. Нагрузка при сетчатом армировании может быть доведена до величины, когда начнется раздавливание кирпича на сжатие, а арматура достигает напряжений, близких к пределу текучести (рис. 5.1).



**Рис. 5.1. Схема работы сеток в кладке:**

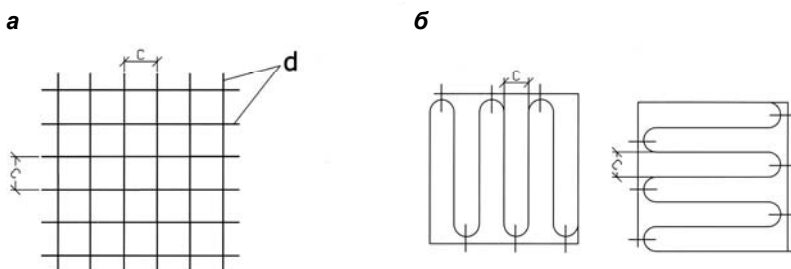
1 – кажущееся увеличение объема кладки; 2 – стальные сетки;  
3 – поперечные растягивающие усилия, воспринимаемые арматурой



Сетчатое армирование применяется для усиления кладки из кирпича всех видов, керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами на растворах марки не ниже 50, при высоте ряда не более 150 мм. С высотой ряда более 150 мм из бетонных и природных камней усиление сетчатым армированием менее эффективно.

Не допускается применять сетчатое армирование стен помещений с влажным и мокрым режимами.

Для сетчатого армирования используют сталь горячекатаную круглую, гладкую класса А 240 (А-I) и проволоку обыкновенную арматурную низкоуглеродистую класса В 500 (Вр-I). Диаметр стержней принимают не менее 3 и не более 6 мм для сеток с перекрестными стержнями и от 5, но не более 8 мм – для сеток типа «зиг-заг» (рис. 5.2). Большие диаметры гнуть сложно и, кроме того, получается большая толщина швов.



**Рис. 5.2. Типы стенок:**

*a* – сетка с перекрестными стержнями; *б* – сетка типа «зиг-заг»

Сетки «зиг-заг» выполняют из одного слоя арматуры. В каждой сетке этого типа стержни располагают только в одном направлении, поэтому сетка «зиг-заг» не имеет жестких узелков (сварки) и дает равномерную передачу нагрузки. Сетки «зиг-заг» укладывают в двух смежных рядах кладки

так, чтобы направление стержней в них было взаимно перпендикулярным. Две такие сетки равноценны одной прямоугольной (квадратной) с перекрестными стержнями.

Расстояние между сетками, т.е. шаг сеток  $S$ , принимается равным расстоянию между стержнями одного направления (рис. 5.3).

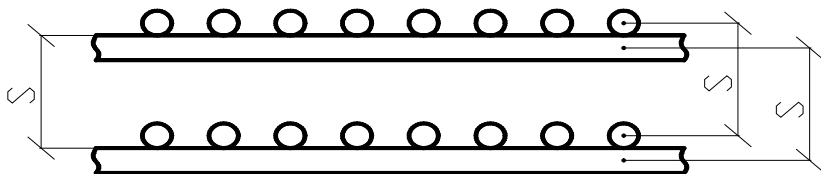


Рис. 5.3. Определение шага сеток

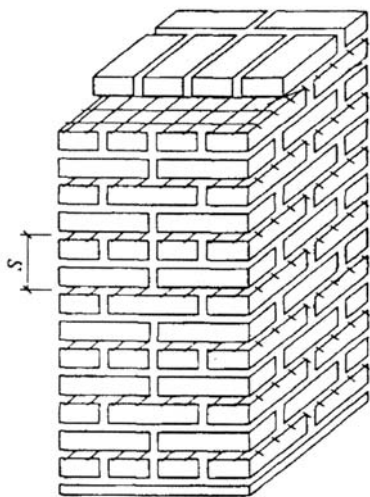
Расстояние между стержнями в сетках принимается в пределах от 30 до 120 и не более  $1/3$  наименьшего размера сечения в плане –  $c \leq 1/3 \cdot b_{\min}$ . Шаг стержней, т. е. размер  $S$ , должен быть кратным пяти : 30, 35, 40, ... 100, 105, 110, 115, 120 мм.

Толщина швов в кладке армокаменных конструкций должна превышать толщину сетки не менее чем на 4 мм.

Влияние поперечной арматуры на несущую способность кладки тем больше, чем чаще она уложена по высоте кладки. Для кирпичной кладки из обыкновенного кирпича прямоугольные сетки можно укладывать в каждом шве, но не реже чем через пять рядов кладки; через четыре ряда из утолщенного кирпича и через три ряда кладки из керамических камней, и шаг должен быть не более наименьшего размера сечения. Эффективность сетчатого армирования кирпичной кладки при расположении сеток реже чем через 400 мм (5 рядов) снижается. При расположении сеток по высоте элемента на расстояние до 1 м армирование считается

конструктивным. Сетки в этом случае в расчет не вводятся, но они препятствуют расслоению кладки на вертикальные столбики и внезапному ее разрушению.

Концы стержней сеток на 3-5 мм выпускают из швов за поверхность кладки для контроля укладки сеток (рис. 5.4). Если сетки укладывают в каждом ряду швов, то шаг сеток будет  $S=77$  мм для обычного кирпича  $S=(65+12)$ ,  $S=100$  мм =  $(88+12)$  – для модульного кирпича, для керамических камней –  $S=150$  мм  $=(138+12)$ . Если сетки укладывают через два-три ряда кладки, то шаг  $S$  определяют по чертежам.



**Рис. 5.4. Поперечное (косвенное) армирование каменных конструкций**

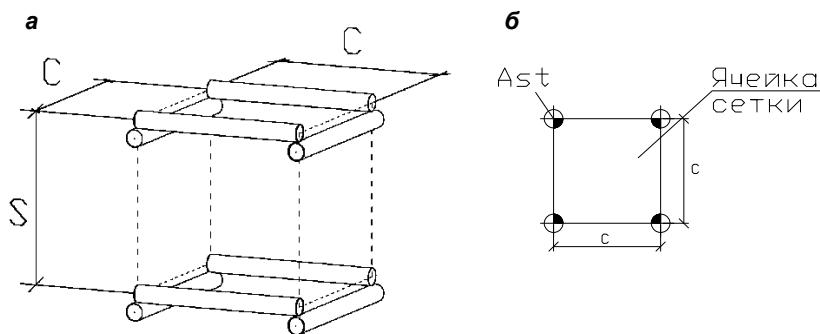
Насыщение кладки арматурой (рис. 5.5) характеризуется процентом армирования по объему  $\mu$ , т.е. отношением объема арматуры  $V_s$  к объему кладки  $V_k$  по следующей схеме:

$V_k = c^2 S$  – объем кладки между двумя сетками;

$V_s$  – объем арматуры между двумя сетками;

$V_s = 0,25 \cdot A_{st} \cdot C \cdot 4 \cdot 2 = 2 A_{st} \cdot C$  – объем металла в объемной ячейке;

$C$  – длина одной четверти стержня;  $4 \cdot 2$  – количество стержней в двух направлениях.



**Рис. 5.5. Насыщение кладки арматурой:**

*а* – ячейка объема кладки; *б* – ячейка сетки

Процент армирования по объему для сеток с квадратными ячейками из арматуры сечением  $A_{st}$  с размером ячейки  $C$  при расстоянии между сетками  $S$  определяют по формуле:

$$\mu = \frac{V_s}{V_k} \cdot 100 = \frac{2 \cdot A_{st} \cdot c}{c^2 \cdot S} \cdot 100 = \frac{2 \cdot A_{st}}{c \cdot S} \cdot 100.$$

Эффективность сетчатого армирования зависит от процента армирования и сопротивления стали сеток растяжению. На эффективность армирования также влияет правильное наиболее рациональное расположение арматуры: шаг стержней в сетках  $C$ , расстояние между сетками по высоте кладки  $S$  и диаметр арматуры. Таких факторов много и учитывать их в расчетах сложно. Поэтому при определении прочности кладки с сетчатым армированием учитывают основные: процент армирования по объему  $\mu$  и сопротивление

арматуры растяжению  $R_s$  (табл. 5.1). Влияние других факторов ограничено конструктивными требованиями.

Предельное значение процента армирования не должно превышать определяемого по формуле при центральном сжатии –  $\mu = \frac{50R}{R_s}$  и при внецентренном армировании –

$$\mu = \frac{50R}{(1-2e_0/y)R_s}.$$

Для получения необходимого эффекта от сетчатого армирования его количество должно составлять не менее 0,1%. Во избежание недоиспользования арматуры процент ее должен быть не более 1% (установлено экспериментальными исследованиями). Следовательно, при центральном сжатии  $0,1\% \leq \mu\% \leq 50 \cdot \frac{R}{R_s} \cdot u \leq 1\%$ , а при внецентренном сжатии

$$0,1\% \leq \mu\% \leq \frac{50 \cdot R}{(1 - 2 \cdot e_0 / y) \cdot R_s} \cdot u \leq 1\%.$$

Таблица. 5.1

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

Вид армирования конструкций	Класс арматуры					
	А 240 (А-I)		А 300(А-II)		В500(Вр-I)	
	$R_{sn}$	$R_s$	$R_{sn}$	$R_s$	$R_{sn}$	$R_s$
1. Сетчатое армирование	240	215	300	270	500	435
2. Продольная арматура в кладке:						
а) продольная арматура растянутая	240	215	300	270	500	435
б) то же, сжатая	240	215	300	270	500	435
в) отогнутая арматура и хомуты	240	215	300	270	500	435

### 5.1.1. Прочностные и деформативные характеристики армированной каменной кладки

Для армокаменных элементов применяются кирпич всех видов, как правило, не ниже марки 75, керамические и силикатные пустотелые камни, природные и искусственные камни по прочности не менее 35-50. Марка раствора для армокаменных конструкций принимается не ниже 50, чтобы защитить арматуру от коррозии. Высота ряда кладки не должна быть более 150 мм. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры в армированной кладке принимают с учетом коэффициента условия работы арматуры  $\gamma_{cs}$ . Повышение несущей способности армированной кладки учитывают в расчетах посредством введения условно повышенных прочностных и деформированных характеристик армированной каменной кладки.

$R_{sk} \leq 2 \cdot R$  – расчетное сопротивление при центральном сжатии ( $e_0 = 0$ ) для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами определяется по формуле:

$$R_{sk} = R + p \cdot \mu \cdot R_s / 100 \leq 2 \cdot R;$$

где  $p$  – коэффициент, принимаемый при пустотности кирпича (камня) до 20% включительно равным 2, при пустотности от 20 до 30% включительно – равным 1,5; при пустотности выше 30 % – равным 1.

$R_{skb} \leq 2 \cdot R$  – расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии ( $e_0 \neq 0$ ), определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами при марке раствора от 50 и выше:

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

При проверке прочности кладки в процессе ее возведения при прочности раствора менее 25 для кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами

при центральном сжатии

$$R_{sk1} = R_1 + 2\mu R_s R_1 / 100 R_{25} \leq 2 \cdot R_1;$$

при внецентренном сжатии

$$R_{ske} = R_1 + \frac{p\mu R_s}{100} \frac{R_1}{R_{25}} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \leq 2 \cdot R,$$

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

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

Модуль упругости кладки с сетчатым армированием принимается таким же, как для неармированной кладки:

$$E_0 = \alpha \cdot R_u,$$

$\alpha_{sk}$  – упругую характеристику кладки с сетчатым армированием – следует определять по формуле:

$$\alpha_{sk} = \alpha R_u / R_{sk,u},$$

где  $R_{sk,u}$  – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150 мм с сетчатой арматурой:

$$R_{sk,u} = kR + 2\mu R_{s,n} / 100,$$

где  $R_{s,n}$  – нормативное сопротивление арматуры в армированной кладке принимается для сталей классов А 240 (AI), А300 (AII), В500 (Вр-I) в соответствии с СП 63.13330, а для стали класса В 500 (Вр-I) вводится с коэффициентом условий работы  $\gamma_{cs} = 0,6$ .

Из формулы определения  $\alpha_{sk}$  видно, что с возрастанием процента поперечного армирования упругая характеристика армированной кладки уменьшается, следовательно, снижается и значение коэффициента продольного изгиба  $\varphi$  для армированной сетками кладки. По этим соображениям нецелесообразно поперечное армирование в гибких каменных элементах, несущая способность которых в значительной мере зависит от величины коэффициента продольного изгиба. Нормы ограничивают предельную гибкость армированных каменных элементов  $\lambda_h = l_0/h \leq 15$ .

### 5.1.2. Расчет армокаменных конструкций с сетчатым армированием

Расчеты элементов с сетчатым армированием при центральном сжатии производят по формуле:

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

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба определяется для  $\lambda_h$  и  $\lambda_i$  при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием  $\alpha_{sk}$ .

Расчет внецентренно-сжатых элементов с сетчатым армированием при малых эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольного сечения  $e_0 \leq 0,17 \cdot h$ ), производится по формуле для любой формы сечения:

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{sk} A_c \omega;$$

для прямоугольной формы сечения:

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{sk} A (1 - 2e_0/h) \omega$$



где  $\varphi$ ,  $\varphi_1$  – коэффициент продольного изгиба при центральном и внецентренном сжатии соответственно определяется при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием  $\alpha_{ck} = R_u / R_{sk,u}$ .

## 5.2. ПРОДОЛЬНОЕ АРМИРОВАНИЕ

Продольное армирование каменных конструкций может применяться в отдельных конструктивных элементах (стенах, столбах, простенках, в перемычках, подпорных стенах и т.п.) для восприятия растягивающих усилий во внецентренно-сжатых (при больших эксцентриситетах) и изгибаемых элементах, а также для повышения прочности и устойчивости тонких стен при значительной гибкости  $\lambda_h = l_0 / h \geq 15$  или  $\lambda_i = l_0 / i \geq 53$ .

Продольное армирование каменных конструкций используют с целью повышения сопротивляемости кладки растягивающим усилиям и обеспечения монолитности и устойчивости частей и всего сооружения в целом. Продольное армирование кладки повышает ее несущую способность благодаря совместной работе кладки и арматуры, обеспечивает совместную работу отдельных частей здания.

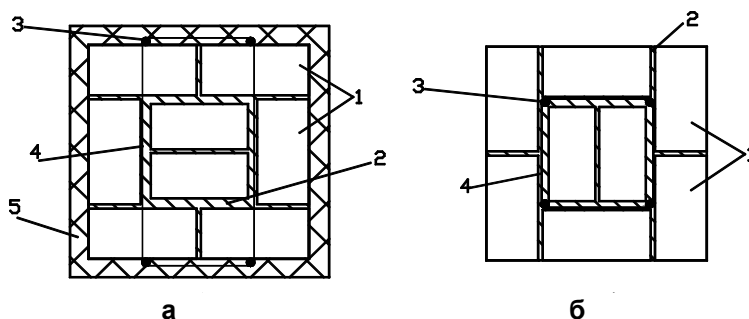
Продольное армирование кладки применяется:

- для восприятия растягивающих усилий в изгибаемых, растянутых и внецентренно-сжатых элементах, когда в сечении возникают растягивающие усилия, превышающие расчетные сопротивления кладки при растяжении, и где армирование поперечными сетками неэффективно;
- в центрально- и внецентренно-сжатых столбах, независимо от эксцентриситета, при гибкости  $\lambda_h > 15$  и  $\lambda_i > 53$  с целью повышения устойчивости и прочности;

- в тонких стенках и перегородках с целью повышения их устойчивости и прочности при действии на них поперечных нагрузок;

- в стенах и столбах, подвергающихся значительной вибрации и сейсмическим воздействиям, с целью предохранения кладки от трещин, тем самым увеличивая ее сопротивляемость.

Продольная арматура располагается либо внутри кладки, либо на поверхности кладки (рис. 5.6).



**Рис. 5.6. Продольное армирование наружное (а) и внутреннее (б) каменной кладки:**

1 – кирпич; 2 – раствор; 3 – продольная арматура; 4 – хомуты;  
5 – штукатурка или защитный слой раствора марки не ниже 50

В качестве продольной арматуры применяют стержни из стали классов А240 (А-I), А300 (А-II), В500 (Вр-I) диаметром от 3 мм для растянутой и от 8 мм для сжатой. Расчетное сопротивление арматуры  $R_s$  принимается в соответствии с нормами с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{cs}$ . Хомуты выполняют из стали  $d=3-6$  до 8 мм. Количество продольной сжатой арматуры принимается не менее 0,1%, а для растянутой – не менее 0,05% площади поперечного сечения элемента.

Арматурные каркасы продольно-армированной кладки обычно делают вязаными, так как при возведении кладки в них приходится передвигать хомуты. Хомуты располагают в горизонтальных швах. Шаг хомутов должен быть не более  $15d$  и не более 150 мм для наружной арматуры и  $20d$  – для внутренней ( $d$  – диаметр стержней продольной арматуры). Для конструктивной или работающей на растяжение продольной арматуры, расположенной снаружи, шаг хомутов принимают не более  $80d$ .

Кирпич для кладки может быть сплошным или пустотелым. Для элементов с учитываемой в расчете сжатой продольной арматурой не рекомендуется применять кирпич полусухого прессования и силикатный кирпич, так как прочность таких кирпичей в силу их повышенной деформативности используется недостаточно. Штукатурный или кладочный раствор, обволакивающий арматуру, должен быть марки не ниже 25, а во влажных условиях, а также в открытых и подземных конструкциях – не ниже 50. В элементах с продольной арматурой, расположенной снаружи кладки, площадь сечения защитных слоев в расчете не учитывается. Защитный слой цементного раствора для армокаменных конструкций с наружной арматурой должен иметь толщину, не менее указанной в табл. 5.2. Для хомутов толщина защитного слоя должна быть не менее 10 мм. Толщина швов, в которых размещаются арматурные стержни, должна превышать диаметр стержней не менее чем на 4 мм.

*Таблица 5.2*

**Защитный слой для продольной арматуры, мм**

<b>Армированные конструкции</b>	<b>В помещениях с нормальной влажностью воздуха</b>	<b>На открытом воздухе</b>	<b>Во влажных и мокрых помещениях, а также в резервуарах, фундаментах и т.п.</b>
Балки и столбы	20	25	30
Стены	10	15	20

Характер разрушения стен и столбов с продольной арматурой напоминает разрушение столбов неармированной кладки, но отличается тем, что при разрушении не происходит расслоения кладки на столбики, так как этому препятствуют хомуты.

Расчет несущей способности армокаменных конструкций с продольной арматурой производится аналогично расчету железобетонных конструкций.

### *Центральное сжатие*

При центральном сжатии продольная арматура применяется редко, так как выгоднее и проще увеличивать сечение неармированного элемента или армировать его сетками.

Расчет на прочность элементов с продольной арматурой при центральном сжатии производят по формуле:

$$N \leq \varphi(0,85m_gRA + R_{sc}A'_s),$$

где  $N$  – расчетная продольная сила ;

$\varphi$ ,  $m_g$ ,  $\alpha$ ,  $R$  – принимаются как для неармированной кладки;

$A$  – площадь поперечного сечения элемента, принимается без учета защитных слоев;

$R_{sc}$  – расчетное сопротивление продольной сжатой арматуры, принимают с учетом коэффициента условия работы  $\gamma_{cs}$ ;

$A'_s$  – площадь сечения продольной арматуры, рассчитывается по формуле:

$$A'_s = \frac{N - \varphi \cdot 0,85 \cdot m_g \cdot R \cdot A}{\varphi \cdot R_{sc} \cdot \gamma_{cs}};$$

0,85 – коэффициент условия работы кладки вводится к ее расчетному сопротивлению. Коэффициент учитывает неполное использование прочности кладки, так как к моменту

достижения в арматуре предела текучести сопротивление кладки используется лишь на 85%, после чего совместная работа арматуры и кладки нарушается и начинается разрушение элемента. Неполное использование работы сжатой продольной арматуры учитывается коэффициентом  $\gamma_{cs}$  и вводится к  $R_s$ .

### ***Внецентренное сжатие***

При расчете на прочность внецентренно-сжатых элементов с продольной арматурой различают два случая:

- случай больших эксцентриситетов, когда соблюдается условие:

$S_c < 0,8 S_0$  – при любой форме поперечного сечения;

$x < 0,55h_0$  – при прямоугольной форме поперечного сечения;

- случай малых эксцентриситетов, когда соблюдается условие:

$S_c \geq 0,8 S_0$  – при любой форме поперечного сечения;

$x \geq 0,55h_0$  – при прямоугольной форме поперечного сечения, где

$S_0$  – статический момент всего сечения кладки относительно центра тяжести растянутой арматуры  $A_s$  или менее сжатой арматуры  $A'_s$ ;

$S_0 = A(h_0 - y)$  – для любой формы сечения;

$S_0 = 0,5bh_0^2$  – для прямоугольной формы сечения;

$S_c$  – статический момент сжатой зоны сечения кладки относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры  $A'_s$ . Формулы для определения  $S_c$  приведены в пособии по проектированию каменных конструкций [2]:

$A$  – площадь сечения кладки;

$h_0$  – рабочая высота сечения –  $h_0 = h - a$ ;

$a$  – толщина защитного слоя со стороны арматуры  $A_s$ ;

$h$  – высота всего сечения;

$b$  – ширина прямоугольного сечения;

$y$  – расстояние от центра тяжести всего сечения до края наиболее сжатой грани;

$x$  – высота сжатой зоны сечения.

## **6. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ**

---

### **6.1. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА**

Современное каменное здание представляет сложную пространственную систему, которая воспринимает все действующие нагрузки. Расчет здания как пространственной системы сложен, поэтому в практике проектирования здание расчленяют на более простые схемы и часто рассматриваются отдельные конструкции.

Из камня возводят в основном стены зданий. Они могут быть сплошными или многослойными, из мелких камней или крупных блоков. Из камня выполняют также столбы, которые поддерживают перекрытия и покрытия. Работа стен и столбов под нагрузкой зависит от конструктивной схемы здания, а также от схемы их загрузки.

При проверке прочности и устойчивости стен, столбов, карнизов и других элементов в период возведения зданий следует учитывать, что элементы перекрытий укладываются по ходу кладки и что возможно опирание элементов здания на свежую кладку.

Необходимо предусматривать защиту стен и столбов от увлажнения со стороны фундаментов, а также со стороны примыкающих тротуаров и отмосток устройством гидроизоляционного слоя выше уровня тротуара или верха отмостки. Гидроизоляционный слой следует также устраивать ниже уровня пола подвала.

Для подоконников, поясков, парапетов и т.д., особо подверженных увлажнению частей стен, следует предусматривать защитные покрытия из цементного раствора, кровельной стали и др. Выступающие части стен должны иметь уклоны, обеспечивающие сток атмосферной влаги.

Конструкции покрытия и перекрытия в современных условиях выполняют из железобетона (сборного или монолитного).

Каменные конструкции рассчитывают по двум группам предельного состояния.

Под предельным понимают такое состояние, при котором конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней эксплуатационным требованиям, т.е. теряет способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получает недопустимые деформации или местные повреждения. При расчете по первой группе предельного состояния каменные конструкции должны отвечать требованиям прочности, устойчивости, выносливости.

Расчет по второй группе выполняют для конструкций, где не допускаются трещины (облицовка резервуаров) или требуется ограничение их раскрытия (внецентренно-сжатые элементы с большими эксцентриситетами), ограничиваются деформации по условиям совместной работы смежных конструкций (стеновые заполнения каркасов).

При проектировании и расчете каменных конструкций должно быть обеспечено условие, чтобы расчетное усилие, определяемое по величине расчетных нагрузок  $M$ ,  $Q$ ,  $N$ , было меньше предельной несущей способности элемента:

$$M(Q, N) \leq M_{\text{сеч}}(N_{\text{сеч}}, Q_{\text{сеч}}).$$

Целью расчета является подбор сечений элементов или проверка имеющихся.



## 6.2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

Согласно нормам в зависимости от продолжительности действия различают постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые) нагрузки.

К постоянным нагрузкам относят:

- вес частей зданий и сооружений;
- вес и давление грунтов (насыпей, засыпок).

Собственный вес  $1 \text{ м}^3$  каменных кладок из сплошных крупных блоков, выполненных из бетона или выпиленных из природного камня, принимается равным плотности этих материалов и с учетом их влажности в условиях эксплуатации (табл. 6.1). Данные о плотности различных грунтов приведены в табл. 6.2.

Плотность стен и столбов, выполненных ручной кладкой, с учетом фактически образуемой в кладке пустотности швов приведена в табл. 6.3.

*Таблица 6.1*

**Плотность бетонов и природных камней,  $\text{кг/м}^3$**

Наименование материала	Плотность материала
Тяжелый вибрированный бетон на щебне изверженных пород	2400
То же на известковом щебне	2300
Керамзитобетон	900–1800
Доломит	2200–2800
Известняк плотный, прочный	2000–2600
Мрамор	2500–2800
Песчаник	2100–2800
Базальт	2700–3300
Вулканические туфы	900–1500

Таблица 6.2

**Плотность грунтов, кг/м<sup>3</sup>**

<b>Вид грунта</b>	<b>Плотность</b>
Песок:	
крупнозернистый сухой	1500
мелкозернистый сухой	1600
мелкозернистый влажный	1800
Галька:	
угловая	1800
округлая	1900
Щебень	1600
Насыпной грунт:	
разрыхленный сухой	1400
разрыхленный влажный	1600
разрыхленный, насыщенный влагой	1800
утрамбованный грунт	1700
утрамбованный влажный	1900
Суглинок:	
разрыхленный сухой	1500
разрыхленный влажный	1600
утрамбованный сухой	1800
утрамбованный влажный	1900
Глина:	
разрыхленная сухая	1600
разрыхленная мокрая	2000
плотная влажная	2500

Таблица 6.3

**Плотность ручной кладки различных видов, кг/м<sup>3</sup>**

<b>Вид кладки</b>	<b>Плотность камня</b>	<b>Плотность кладки</b>
Из природного камня правильной формы на тяжелом растворе	2800	2680
Бутовая	2800	2420
Сплошная из кирпича на тяжелом растворе	1700–2000	1800
Сплошная из кирпича на легком растворе	1700–2000	1700
Из пустотелой керамики, пустотелого, дырчатого или пористого кирпича	1450	1500

По плотностям, приведенным в табл.6.1 и 6.3, определяют нормативные нагрузки от собственного веса каменных конструкций. Расчетная нагрузка от собственного веса определяется путем умножения нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,1$ , который учитывает вероятность увеличения плотности материала или утолщения стен (в пределах допуска по толщине). Если наиболее невыгодные условия работы кладки будут при минимальном значении продольной силы (например, при расчете на опрокидывание), то расчетная нагрузка от собственного веса определяется умножением нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f = 0,9$ .

Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$  для грунтов принимается равным:

- в природном состоянии – 1,1;
- насыпных – 1,15.

При определении нагрузок от грунта необходимо учитывать нагрузки от складированных материалов, оборудования и транспортных средств, передаваемые на грунт на призме обрушения.

К временным длительным нагрузкам относятся:

- вес временных перегородок, подливок и подбетонки под оборудование;
- вес стационарного оборудования, предназначенного для длительной эксплуатации;
- нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытиях жилых, общественных зданий с пониженным нормативным значением;
- снеговые нагрузки с пониженным нормативным значением и т.д.

К временным кратковременным нагрузкам относятся:

- нагрузки на перекрытиях жилых и общественных зданий от веса людей, мебели и подобного легкого оборудования;
- снеговые с полным нормативным значением;
- ветровые нагрузки и т.п.

Временные особые нагрузки включают:

- сейсмические и взрывные воздействия;
- нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок различают следующие сочетания нагрузок:

- основные, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;
- особые, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

При составлении сочетаний нагрузок учитывают коэффициенты сочетаний  $\psi$  к временным нагрузкам. При учете сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок принимают равными с учетом коэффициентов:

- в основных сочетаниях для длительных нагрузок  $\psi_1 = 0,95$ ; для кратковременных  $\psi_2 = 0,9$ ;
- в особых сочетаниях для длительных нагрузок  $\psi_1 = 0,95$ ; для кратковременных  $\psi_2 = 0,8$ .

Наличие временных нагрузок одновременно на всех этажах практически невозможно. Поэтому при определении продольных усилий для расчета стен, столбов, фундаментов и оснований, которые воспринимают нагрузку от двух перекрытий и более, полные значения нормативных нагрузок необходимо снижать умножением на коэффициент сочетания  $\psi_n$ , определяемый по нормам.

Значения снеговых и ветровых нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  с учетом коэффициентов надежности по нагрузкам определяют в зависимости от снегового и ветрового районов РФ, которые утверждены в нормах. Расчет по несущей способности производится на воздействие расчетных нагрузок. Расчет по второй группе предельных состояний производится от нормативных нагрузок.

### **6.3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ СТЕН ЗДАНИЙ**

Расчет стен, простенков и столбов состоит в том, чтобы проверить ранее назначенные по конструктивным, теплотехническим или другим соображениям размеры поперечных сечений и подобрать необходимые марки кирпича и раствора, а в отдельных случаях и параметры армирования. При этом надо стремиться к тому, чтобы несущая способность кладки была использована наиболее полно.

При проектировании и возведении стен и столбов должен быть выполнен ряд требований, не зависящих от результатов расчета на прочность. К числу этих требований относятся: ограничение гибкости стен и столбов, допустимые минимальные марки камней и растворов в зависимости от требуемой надежности конструкций и долговечности зданий, предельные эксцентриситеты и т. п.

#### ***Классификация стен***

Сплошные и многослойные каменные стены применяются в гражданском и промышленном строительстве. В зависимости от назначения здания, количества этажей, высоты этажа и других факторов стены могут быть:

- несущие, воспринимающие нагрузки от покрытий и перекрытий вышележащих этажей, собственный вес стен, нагрузки от кранов и ветровые нагрузки на все здание;

- самонесущие, воспринимающие нагрузки только от собственного веса стен всех вышележащих этажей и ветровую нагрузку;

- ненесущие (в том числе навесные), воспринимающие нагрузку только от собственного веса и ветра в пределах одного этажа при высоте этажа не более 6м. Если  $H_{эт} > 6м$ , то эти стены считаются самонесущими;

- перегородки, внутренние стены, воспринимающие нагрузки от собственного веса и ветра (при открытых оконных проемах) в пределах одного этажа при его высоте не более 6 м; при большей высоте этажа стены этого типа относятся к самонесущим.

По структуре стены бывают двух видов:

- сплошные, состоящие из одного какого-либо материала;

- облегченные, в которых часть основного несущего материала заменяется воздушной прослойкой, бетоном, засыпкой шлаком и т.п.

В зданиях с самонесущими и ненесущими наружными стенами нагрузки от покрытий, перекрытий и т.п. передаются на каркас или несущие поперечные конструкции зданий.

### ***Конструктивные схемы каменных зданий***

Здание представляет собой пространственную систему из отдельных элементов, связанных между собой. Наличие связей между этими элементами обуславливает их совместную работу на вертикальные и горизонтальные нагрузки. Связь примыкающих или пересекающихся стен между собой осуществляется перевязкой камней (иногда и армированием), а перекрытий и покрытий со стенами – анкерами. На характер восприятия вертикальных нагрузок эти связи существенного влияния не оказывают (кроме повышения устойчивости). Каменные стены и столбы зданий при расчете их на го-

горизонтальные нагрузки, внецентренное или центральное сжатие следует принимать опертными в горизонтальном направлении на междуэтажные перекрытия (МЭП), покрытия и поперечные стены. Эти опоры делятся на жесткие (несмещаемые) и упругие.

За жесткие опоры принимают:

- 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;
- покрытия и междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными жесткими конструкциями не более указанных в табл. 6.4;
- ветровые пояса, фермы, ветровые связи и железобетонные обвязки, рассчитанные по прочности и по деформациям на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от стен.

Таблица 6.4

**Расстояния между поперечными стенами, м**

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

Примечание. К табл. 6.4 см. нормы [1].

За упругие опоры принимают покрытия и междуэтажные перекрытия при расстояниях между поперечными жесткими конструкциями, превышающие указанные в табл. 6.4. Стены и столбы, не имеющие связи с перекрытиями (при устройстве катковых опор), рассчитывают как свободно стоящие.

Прочность и устойчивость стен и столбов проверяется расчетом. Толщину стен зданий назначают из теплотехнических требований и проверяют на прочность. Поскольку несущая способность стен зависит от их гибкости, то при назначении толщины стен без проемов следует учитывать отношение  $\beta = H/h$  (где  $H$  – высота этажа,  $h$  – толщина стены или меньшая сторона прямоугольного сечения столба). При этом стены несут нагрузки от перекрытий и покрытий, и при свободной длине стены  $l \leq 2,5H$  значение  $\beta$  не должны превышать величин указанных в нормах. Величина  $\beta$  зависит от группы кладки, вида кладки и марки раствора. Различают 4 группы кладки. В отдельных случаях к величине  $\beta$  вводят поправочные коэффициенты, которые учитывают конструктивное назначение стен (несущая, ненесущая), способ их опирания, наличие и величину проема и т.д.

Для столбов предельные отношения  $\beta$  снижаются на 30 %, так как столбы имеют меньшие сечения и при пожарах могут получить большие ослабления, чем стены, обладающие большими поверхностями. Кроме того, столбы как конструкции обладают меньшей массой, чем стены, более чувствительны к случайным перегрузкам и ударам.

### **6.3.1. Расчет несущих стен зданий с жесткой конструктивной схемой**

К ним относят в основном жилые и общественные здания, в которых поперечные стены располагаются довольно часто (см. табл. 6.4). В этом случае перекрытия практически



не деформируются при горизонтальных нагрузках и могут рассматриваться как жесткие опоры для стен и столбов. Конструкции таких зданий должны быть рассчитаны на *вертикальные* и *горизонтальные* (ветровые) нагрузки с учетом их возможного сочетания. Стены и столбы многоэтажного здания, кроме нагрузки от собственного веса, рассматриваются на *внецентренно-приложенные* к ним нагрузки от перекрытий.

Рассмотрим фрагмент продольной стены многоэтажного здания с жесткой конструктивной схемой (рис. 6.1). На кирпичную стену непосредственно опираются междуэтажные перекрытия.

Каждое перекрытие передает на стену нагрузку, которая приложена относительно оси стены с некоторым эксцентриситетом (см. рис. 6.1, *а*). За ось вертикальной балки (стены) принимают ось, проходящую через центр тяжести рассчитываемого этажа. Стена в этом случае опирается на неподвижные опоры перекрытия. Расстояние между опорами принимается равным высоте этажа  $H_{эт}$ . Тогда кирпичную стену или столб можно рассматривать как *внецентренно нагруженную вертикальную неразрезную многопролетную балку* с неподвижными опорами на уровне перекрытий (см. рис. 6.1, *б*). Балке соответствует определенная эпюра  $M$ . Для упрощения расчета допускается стену или столб многоэтажного здания рассматривать как ряд разрезных однопролетных балок с шарнирными опорами (см. рис. 6.1, *в*) на уровне низа перекрытия. На опоре указанных балок имеется момент от перекрытия. При этом нагрузку от верхних этажей следует принимать приложенной в центре тяжести сечения стены или столба вышележащего этажа; нагрузки в пределах рассчитываемого этажа принимают приложенными с фактическими эксцентриситетами относительно центра тяжести сечения стены или столба с учетом изменения сечения в пределах этажа и ослабления горизонтальными и наклонными бороздами.

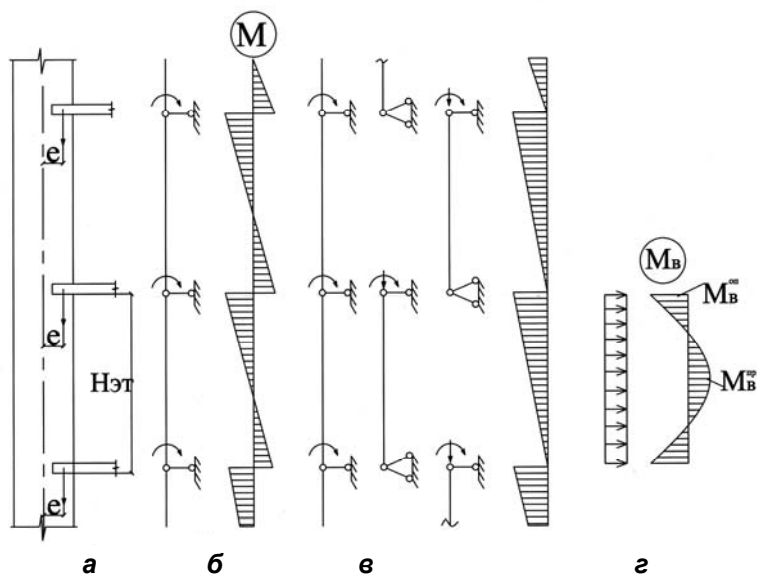


Рис. 6.1. Расчетные схемы стены и эпюры изгибающих моментов

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 (рис. 6.1, г).

### 6.3.2. Расчет стены первого этажа

Рассмотрим фрагмент стены 1-го этажа с фасада и в разрезе по оконному проему (рис. 6.2). Высота этажа **Нэт** принята от низа перекрытия над первым этажом до низа перекрытия над подвалом. Учитывая вышесказанное, расчетную схему для стены 1-го этажа принимаем как однопролетную балку с шарнирными опорами (в уровне низа подвального перекрытия и перекрытия над первым этажом).

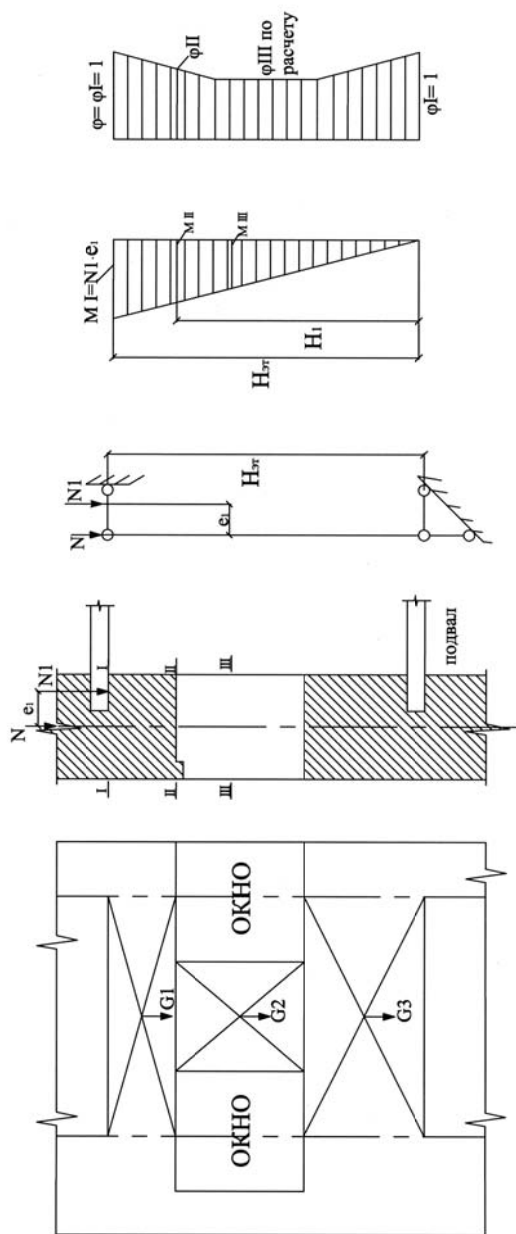


Рис.6.2. Вертикальные нагрузки, действующие на стену

Нагрузки, действующие на стену этажа:

- в пределах каждого этажа на стену действует нагрузка  $N$  от всех верхних этажей здания (собственный вес стен, перекрытий и полезная нагрузка, собранные с определенной грузовой площади). Если толщина стены на всю высоту здания (на всех этажах) одинакова, то сила  $N$  вызывает только центральное сжатие. Если же имеется несимметричное изменение толщины стены, тогда сила  $N$  имеет эксцентриситет относительно центра тяжести сечения стены, и в расчетном этаже создается момент  $M=N \cdot e$ ;

- нагрузка от перекрытия (опорное давление), расположенного непосредственно над рассматриваемым этажом  $N_1$ . Нагрузка  $N_1$  всегда имеет эксцентриситет  $e_1$  относительно центра тяжести стены и создает момент  $M_1 = N_1 \cdot e_1$  (см. рис. 6.2). При этом нагрузка  $N_1$  от перекрытия на стену приложена в центре тяжести треугольной эпюры давления, если нет распределительной плиты в пределах опирания балки (рис. 6.3), но не далее 70 мм от внутренней грани стены. Если же под элементом перекрытия имеется жесткая подкладка, то приложенная сила  $N_1$  принимается в середине подкладки;

- собственный вес отдельных участков стены  $G_1, G_2, G_3$ . Они приложены с фактическими эксцентриситетами относительно оси стены;

- ветровая нагрузка в пределах этажа (см. рис. 6.1,  $z$ ).

Каждое сечение стены испытывает действие продольной силы, равной сумме всех вышележащих вертикальных нагрузок  $N+N_1$  и изгибающего момента, изменяющегося по высоте стены по треугольнику (см. рис. 6.1) с максимальной ординатой  $M_1=N_1 \cdot e_1$  на уровне низа перекрытия.

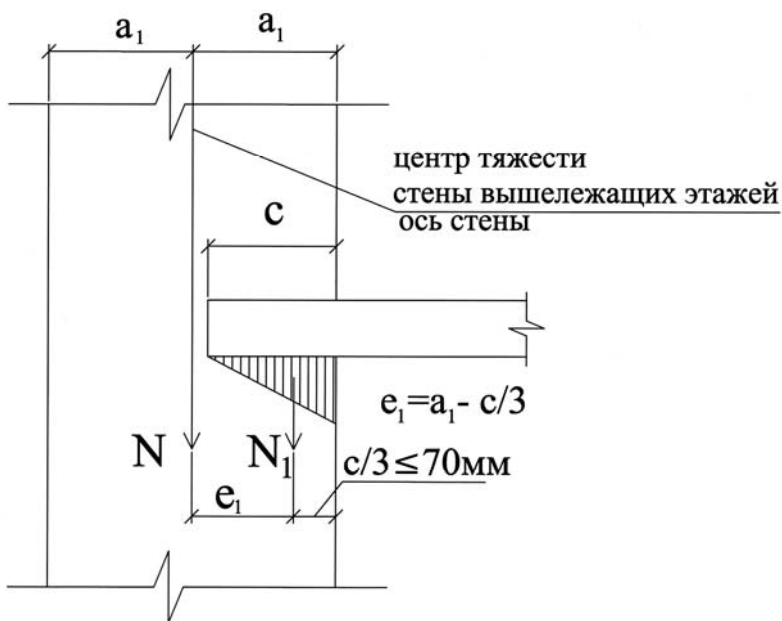


Рис. 6.3. Эксцентриситеты приложения вертикальных нагрузок

Расчетным элементом стены является простенок, который рассчитывают на внецентренное сжатие. Расчету подлежат три сечения. Выбор расчетного сечения зависит от наличия и размеров проемов. В глухих стенах расчетное сечение принимают на уровне низа перекрытия (сеч. I-I), где действуют продольная сила  $N+N_1$  и максимальный изгибающий момент  $M_1 = N_1 \cdot e_1$ . Расчет ведут в этом случае на 1 п.м. длины стены.

В стенах с проемами за расчетный участок принимают расстояние между осями проемов и, кроме сечения I-I, рассчитывают сечение II-II на уровне низа перемычки. Это сечение более опасно, так как может быть уменьшена площадь поперечного сечения и  $\varphi < 1$ . Продольная сила в этом сечении  $N+N_1+G_1$ , а изгибающий момент  $M_{11} = M_1 \cdot H_1 / H_{зм}$ .

Часто наиболее опасным может оказаться сечение III-III, расположенное на расстоянии  $H_{\text{эт}}/3$  от низа перекрытия. Здесь продольная сила  $N+N_I+G_I+kG_2$ , а изгибающий момент  $M_{III} = 2 \cdot M_I/3$ . Значение коэффициента продольного изгиба  $\phi$  достигает минимума. Для опасных сечений определяется эксцентриситет  $e_0 = M_x/P_x$  и расчет ведется как для внецентренно-сжатых элементов (чаще всего при расчете стен при  $e_0 < 0,7y$ , т.е. расчет на раскрытие трещин в швах кладки не производится). Если несущая способность простенка недостаточна, то следует повысить марки камня и раствора, увеличить ширину простенка или толщину стены.

Рассмотренные выше нагрузки составляют основное сочетание. В том случае, когда учитывается ветровая нагрузка, она входит в дополнительные сочетания. Ветер может оказать давление на здание под любым углом в горизонтальной плоскости. В продольном направлении пространственная жесткость здания значительно выше, чем в поперечном, поэтому влияние продольной составляющей ветровой нагрузки не опасно. При расчете учитывается лишь поперечная составляющая, которая в зависимости от направления ветра может меняться от нуля до максимума и представляет собой сумму активного и пассивного (отсос) давления ветра. Поэтому расчет производят на максимальное значение. В многоэтажных зданиях высота этажа значительно меньше расстояния между поперечными стенами, поэтому продольная стена при расчете на ветровую нагрузку рассматривается как балочная плита, защемленная на уровне перекрытий, и представляет балку пролетом, равным высоте этажа (см. рис. 6.1, з).

Влияние ветровой нагрузки на усилие в продольных стенах здания учитывается как в величине изгибающего момента, так и в величине продольной силы. Для определения изгибающего момента от ветра  $M_e$  рассчитывается балка пролетом, равным высоте этажа  $H_{\text{эт}}$ . В этом случае стена рас-

сматривается с учетом неразрезности, и момент в уровне перекрытия приближенно принимается равным:  $M_{\delta} = \pm qH_{\text{эт}}^2/12$ , где  $q$  – ветровая нагрузка на 1 п. м. высоты стены;  $\pm$  зависит от направления ветра и так, чтобы равнодействующая момента от всех нагрузок увеличивалась.

Изгибающий момент от активной ветровой нагрузки  $\omega_d$  в средней части высоты стены будет погашать момент от перекрытия, поэтому при активном давлении ветра его учитывать не нужно. В этом сечении догружающим является изгибающий момент от отсоса  $\omega_n$  равный

$$M_{\text{отс}} = \frac{\omega_n H^2}{24}.$$

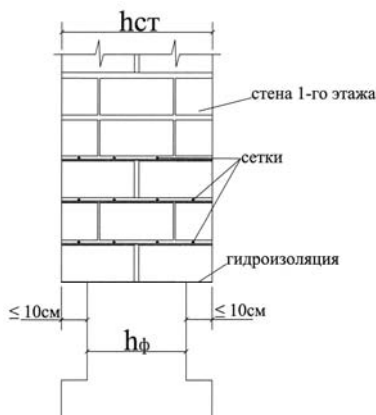
Но его значение обычно сравнительно мало. При этом высота этажа в гражданских зданиях обычно небольшая. Значение момента  $M_{\text{отс}}$  составляет незначительную долю значения  $M$ , поэтому при расчете продольных стен местную ветровую нагрузку можно не учитывать.

Для определения продольной силы от ветра  $N_v$  рассматривается пространственная работа всего здания, которое в этом случае представляется в виде консольной балки сложного сечения, заделанной в грунт и изгибаемой ветровой нагрузкой в горизонтальном направлении.

### 6.3.3. Расчет стены подвала

Стены подвалов следует проектировать сборными из крупных бетонных блоков, но эти же стены могут быть выполнены из мелких камней, монолитного бетона, бутобетона. В связи с тем, что материал стен подвала и стен первого этажа часто неодинаков, то толщина стен первого этажа может быть: уже ширины стен подвала, одинаковой ширины или шире (рис. 6.4).

При толщине стены подвала или стены фундамента меньшей, чем толщина стены первого этажа, ширина свеса стены первого этажа не должна превышать 10 см, т.е.  $h_{cm} > h_{\phi}$ , но не более чем на 20 см. Участок стены первого этажа, расположенный непосредственно над обрезами, должен быть армирован сетками, которые укладываются в 3-х швах (см. рис. 6.4).



**Рис. 6.4. Схема армирования стены**

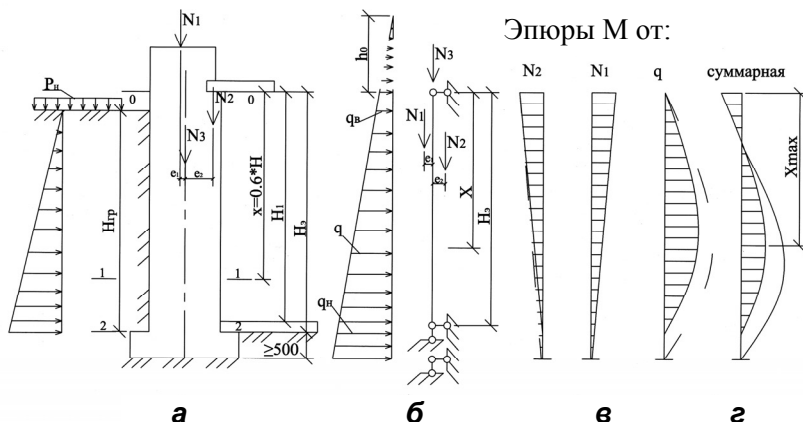
При  $h_{cm} > h_{\phi}$  при расчете стены подвала следует учитывать случайный эксцентриситет  $e = 4$  см, направленный в неблагоприятную сторону, величина которого суммируется с величиной эксцентриситета равнодействующей продольных сил:  $e_0 = M/N$ .

Имеем конструкцию подвала по схеме (рис. 6.5, а). Пол подвала может быть железобетонным или уплотненным грунтовым. Подошва фундаментов закладывается не менее чем на 50 см ниже уровня пола подвала. На поверхности грунта может располагаться какая-либо временная нагрузка  $P_n$ .

Наружные стены подвала находятся под воздействием нагрузки  $N_1$  от вышерасположенной стены, приложенной центрально или внецентренно по отношению оси стены подвала; давления от перекрытия подвального этажа, приложенного внецентренно  $N_2$ ; нагрузки от собственного веса подвальной стены  $N_3$ . На стену подвала с одной стороны действует боковое горизонтальное давление грунта высотой  $H_{гр}$ ;



временная нормативная нагрузка, находящаяся на поверхности земли на призме обрушения  $P_n = 1000 \text{ кг/м}^2 = 10 \text{ кН/м}^2$  (при отсутствии специальных требований).



**Рис. 6.5. Схема нагрузок на стену подвала и эпюры моментов**

Для удобства расчета эту нагрузку заменяют добавочным эквивалентным слоем грунта высотой  $h_0$ ,  $h_0 = P_n / \gamma$ , где  $\gamma$  – средняя плотность грунта.

Стена подвала рассчитывается как балка с двумя неподвижными шарнирными опорами (рис. 6.5, б). При наличии бетонного пола расчетная высота стен подвала принимается равной расстоянию в свету между перекрытием подвала и поверхностью пола. При отсутствии бетонного пола расчетная высота принимается равной расстоянию от нижней поверхности перекрытия до подошвы фундамента. Принятие шарнирной опоры внизу связано с тем, что стены подвала обладают значительно большей жесткостью, чем жесткость заделки подошвы фундамента в грунте.

Если стена глухая, тогда при ее расчете рассматривается стойка шириной в 1 п. м. Если стена имеет проемы, то в

формулы вводят фактическую длину, равную расстоянию в осях оконных проемов.

Эпюра бокового давления грунта на стену подвала представляет собой трапецию с ординатами по вер-

ху:  $q_b = \gamma \cdot \gamma_{f1} \cdot h_0 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \cdot b$  – на уровне верха грунта;

по низу:  $q_n = \gamma \cdot \gamma_{f2} (\frac{\gamma_{f1}}{\gamma} \cdot h_0 + H_{zp}) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \cdot b$  – на уровне или верха бетонного пола или на уровне подошвы фундамента, где

$\gamma$  – средняя плотность грунта;

$\gamma_{f1}$  – коэффициент надежности по нагрузке для временной нагрузки на поверхности земли;

$\gamma_{f2}$  – коэффициент надежности по нагрузке для массы грунта;

$H_{zp}$  – высота эпюры давления грунта;

$h_0$  – приведенная высота – эквивалентный слой грунта;

$\varphi$  – расчетный угол внутреннего трения грунта (СНиП 2.02.01-83).

$b$  – расчетная ширина стены – обычно расстояние между осями оконных проемов или  $b = 1$  п. м для глухой стены.

Изгибаемый момент, вызванный внецентренно приложенной нагрузкой от перекрытия над подвалом, имеет наибольшее значение непосредственно под перекрытием и уменьшается по закону треугольника до нуля (рис. 6.5, в).

Если толщина вышележащей стены не более толщины стены подвала и их оси совпадают, то нагрузка от вышележащих этажей считается приложенной центрально. При смещении осей появляется дополнительный момент.

Приложенные с эксцентриситетом нагрузки  $N_1$  и  $N_2$  создают максимальные изгибающие моменты под перекрытием  $M_1 = N_1 \cdot e_1$  и  $M_2 = N_2 \cdot e_2$ .

Изгибающий момент в стене подвала от бокового давления грунта на высоте  $x$  от верха стены определяется по формуле:

$$M_x = \frac{1}{6} \left[ \frac{H_{zp}^2}{H_{эм}} (2q_b + q_H) x - [(3q_b + (q_H - q_b) \cdot \frac{x - H_{эм} + H_{zp}}{H_1}) \cdot (x - H_{эм} + H_{zp})^2] \right],$$

где  $H_{эм}$  – расстояние от низа перекрытия до низа бетонного пола;

$H_1$  – расчетный пролет – расстояние в свету между перекрытием подвала и поверхностью пола.

Если боковое давление грунта приложено по всей высоте стены подвала  $H_{zp} = H_{эм}$ , то приближенно можно считать, что  $M_{\max} = (0,056 q_b + 0,064 q_H) \cdot H_{эм}^2$ , на расстоянии  $X_{\max} = 0,6 H_{эм}$  от верха этажа.

Все эпюры суммируются с учетом знаков относительно оси стены подвала (рис. 6.5, з). Расчет стены подвала ведут на суммарную эпюру моментов на центральное или внецентренное сжатие.

Расчетом на внецентренное сжатие проверяют сечения стены, в которых моменты или продольная сила имеют максимальное значение: в сечении 0-0 – под низом перекрытия; в сечении 1-1, где  $M_{\max}$ , т. е. при  $X_{\max} = 0,6 \cdot H_{эм}$ , – от верха; сечение 2-2 – по обрезу фундамента. Сечения 0-0 и 2-2 проверяют также на местное сжатие.

#### 6.3.4. Расчет поперечных стен

Поперечные стены являются несущими конструкциями и выполняют роль жестких опор для перекрытий и продольных стен. В этом случае поперечные стены воспринимают вертикальную нагрузку от перекрытия. Кроме того, они, будучи соединены с продольными стенами в зданиях с жесткой конструктивной схемой, воспринимают полную ветровую

нагрузку. Ветровая нагрузка распределяется между отдельными стенами в зависимости от их размеров и положения в плане – симметричном или несимметричном относительно оси здания. При проектировании здания поперечные стены целесообразно располагать симметрично относительно оси здания. Ветровая нагрузка в этом случае распределяется между поперечными стенами пропорционально их жесткости.

При расчете поперечные стены рассматривают как вертикальные консоли, заделанные в грунт и работающие на изгиб. Поперечное сечение такой консоли будет иметь форму двутавра или швеллера, ребром которого является поперечная стена, а полками – участки продольных стен (рис. 6.6).

Расчетная ширина участков продольных стен  $S$ , вводимых в совместную работу с поперечной стеной по обе стороны от нее, принимается  $S \leq H/3$  или  $S \leq 6h$ , где  $H$  – высота этажа;  $h$  – толщина примыкающей наружной продольной стены;  $h_1$  – толщина рассматриваемой поперечной стены.

Для стен с проемами принимают еще  $S \leq C$ , где  $C$  – расстояние от края поперечной стены до грани оконного проема.

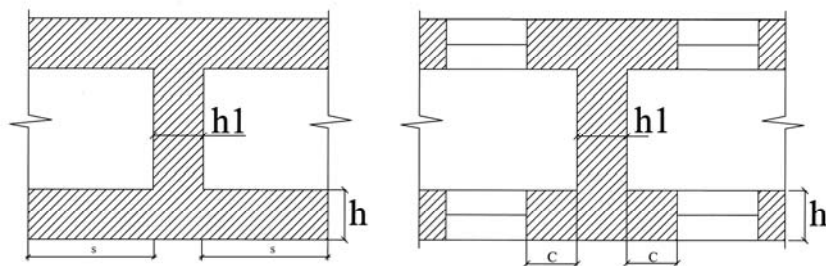


Рис. 6.6. Схема расположения поперечной стены

Нагрузки, действующие на эту консоль:

- вертикальная от собственного веса, перекрытий и покрытия;

- горизонтальная от активного давления ветра и отсоса.

Таким образом, консоль надо рассчитывать как сжатый изогнутый элемент на  $M$  и  $N$ .

Однако при таком расчете, когда учитывается совместная работа поперечных стен с участками продольных стен, должна быть обеспечена надежная взаимная связь между ними, не допускающая сдвига.

При расчете стен на вертикальные и горизонтальные нагрузки должны быть проверены:

- горизонтальные сечения на центральное и внецентренное сжатие;
- наклонные сечения на главные растягивающие напряжения при изгибе в плоскости стены;
- раскрытие трещин от вертикальной нагрузки разнотолстых нагруженных связанных между собой стен или разной жесткости смежных участков стены.

### 6.3.5. Расчет многослойных стен

Отдельные слои многослойных стен должны быть соединены между собой жесткими или гибкими связями. Жесткие связи должны обеспечить распределение нагрузки между конструктивными слоями.

При расчете многослойных стен на прочность различают два случая.

1. Жесткое соединение слоев. Различную прочность и упругие свойства при совместной их работе в стене следует учитывать путем приведения площади сечения слоев к материалу основного несущего слоя. Эксцентриситеты всех усилий должны определяться по отношению к оси приведенного сечения.

2. Гибкое соединение слоев. Каждый слой рассчитывают отдельно на воспринимаемые им нагрузки. Нагрузки от

покрытия и перекрытий должны передаваться только на внутренние слои. Нагрузку от собственного веса утеплителя следует передавать на несущие слои пропорционально их сечению.

При приведении сечения стены к одному материалу толщина слоев принимается фактической, а ширина слоев (по длине стены) изменяется пропорционально отношению расчетных сопротивлений и коэффициентов использования прочности слоев. Сечение стен с облицовкой приводят к материалу основного несущего слоя стены.

Расчет несущей способности многослойных стен с жесткими связями выполняют по обычным формулам неармированной кладки. В этих формулах площадь сечения  $A$  заменяется на площадь приведенного сечения  $A_{red}$ ; площадь сжатой части сечения  $A_c$  – на площадь сжатой части приведенного сечения  $A_{cred}$ ; расчетное сопротивление  $R$  слоя, к которому приводят, – на  $mR$ .

### 6.3.6. Анкеровка стен и столбов

На стены и столбы в уровне перекрытия действует сила  $Q=M/H\epsilon m$ , отрывающая их от перекрытия. Для восприятия этих сил, а также сил, возникающих из-за продольного изгиба стены, неоднородности материала кладки и отклонения оси стены от вертикали вследствие неточности при возведении кладки, следует стены и столбы крепить к перекрытиям и покрытиям. Анкеровкой могут служить трение и сцепление в опорах железобетонных перекрытий, специальные анкера, устраиваемые в концах балок перекрытий, выпуски арматуры из швов между сборными железобетонными плитами перекрытий и т.п.

Расстояние между анкерами балок перекрытий из сборных настилов или панелей, опирающихся на стены, а также

между анкерами, связывающими стены и перекрытия из сборных железобетонных плит, должно быть не более 3 м. При увеличении расстояния следует предусматривать дополнительные анкера, соединяющие стены с покрытиями. Концы балок и плит, укладываемые на прогоны, внутренние стены или столбы, должны быть заанкерены и при двухстороннем опирании соединены между собой. Сечение анкеров принимается не менее  $0,5 \text{ см}^2$  ( $d = 8 \text{ мм}$ ) на 1 п. м.

Самонесущие стены в каркасных зданиях должны быть связаны с колоннами гибкими связями, допускающими возможность независимых вертикальных деформаций стен и колонн. Эти связи должны обеспечивать устойчивость стен, а также передачу действующей на них ветровой нагрузки на колонны каркаса.

Стальные анкера и связи, расположенные в наружных и внутренних стенах в помещениях с нормальным влажностным режимом, а также влажным и мокрым режимом, должны быть защищены от коррозии.

Расчетные сопротивления для анкеров и связей в кладке принимаются с учетом коэффициента условий работы арматуры  $\gamma_{cs}$ .

Расчет анкеров производится:

- при расстоянии между ними более 3 м;
- при несимметричном изменении толщины столба или стены;
- для простенков при общей величине нормальной силы более 1000 кН (100 т).

При расчете анкера проверяются его сечение, крепление к прогону, настилу или колонне, а также заделка анкера в кладке.

Расчетное усилие в анкере определяется по формуле:

$$N_s = M / H_{эм} + 0,01N ,$$

где  $M$  – изгибающий момент от расчетных нагрузок в уровне перекрытия и покрытия в местах опирания их на стену на ширине, равной расстоянию между анкерами;  $H_{эт}$  – высота этажа;  $N$  – расчетная нормальная сила в уровне расположения анкера, равная расстоянию между анкерами.

Прочность заделки анкера в кладке определяется сопротивлением кладки срезу по горизонтальным швам, расположенным под анкером и над ним.

### 6.3.7. Расчет карнизных участков стен

Карнизы бывают каменными и железобетонными. Общий вынос карниза, образованного напуском рядов кладки, не должен превышать половины толщины стены (рис. 6.7). Свешивающиеся ряды карнизов укладывают только тычками.

При этом вынос каждого ряда не может превышать  $1/3$  длины камня или кирпича. Каменные карнизы с выносом до 200 мм выкладывают на том же растворе, что и кладка верхнего этажа. С выносом более 200 мм марка раствора для кладки должна быть не ниже 50. При выносе карниза более чем на  $0,5$  толщины стены применяют железобетонные консольные плиты, заделываемые в кладку.

Кладка стены выводится до отметки установки карнизной плиты. На этом уровне устанавливают сборные железобетонные карнизные плиты длиной до 2 м. Если устойчивость карнизов недостаточна, их укрепляют анкерами, заде-

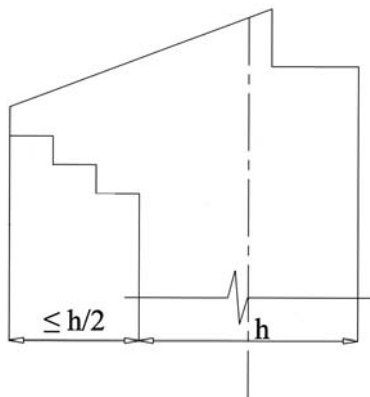


Рис. 6.7. Карниз, образованный напуском рядов кладки



лываемыми в нижних участках кладки. За расчетную единицу длины карниза принимают длину сборного элемента, но не более 2 м – значение кратное расстоянию между анкерами.

Расчет верхних участков стен в сечении, расположенном непосредственно под карнизами, производят для двух стадий готовности здания:

- для незаконченного здания, когда отсутствуют крыша и чердачное перекрытие;
- для законченного здания.

Для незаконченного здания (рис. 6.8, *a*) при расчете стены под карнизом учитывают следующие нагрузки:

1) создающие опрокидывающий момент относительно наружной грани стены:

- расчетная нагрузка от собственного веса вылета карниза  $G_1$  и опалубки (для монолитного железобетонного карниза), если она поддерживается консолями или подкосами, укрепленными в кладке;
- временная расчетная нагрузка по краю карниза  $p_{ep} = 1 \text{ кН} = 100 \text{ кг}$  на 1 м длины карниза или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 м;
- нормативная ветровая нагрузка  $q_e''$ , действующая на внутреннюю сторону стены, принимается на уровне выше соседних стен;

2) создающие удерживающий момент относительно той же грани: повышающие устойчивость стены;

- собственный вес карниза над стеной  $G_2$  или анкерное устройство.

Если по проекту концы анкеров, обеспечивающих устойчивость карниза, заделываются под чердачным перекрытием, то при расчете должно учитываться наличие чердачного перекрытия. Расчет должен быть проверен устойчивостью карниза при неотвердевшей кладке.

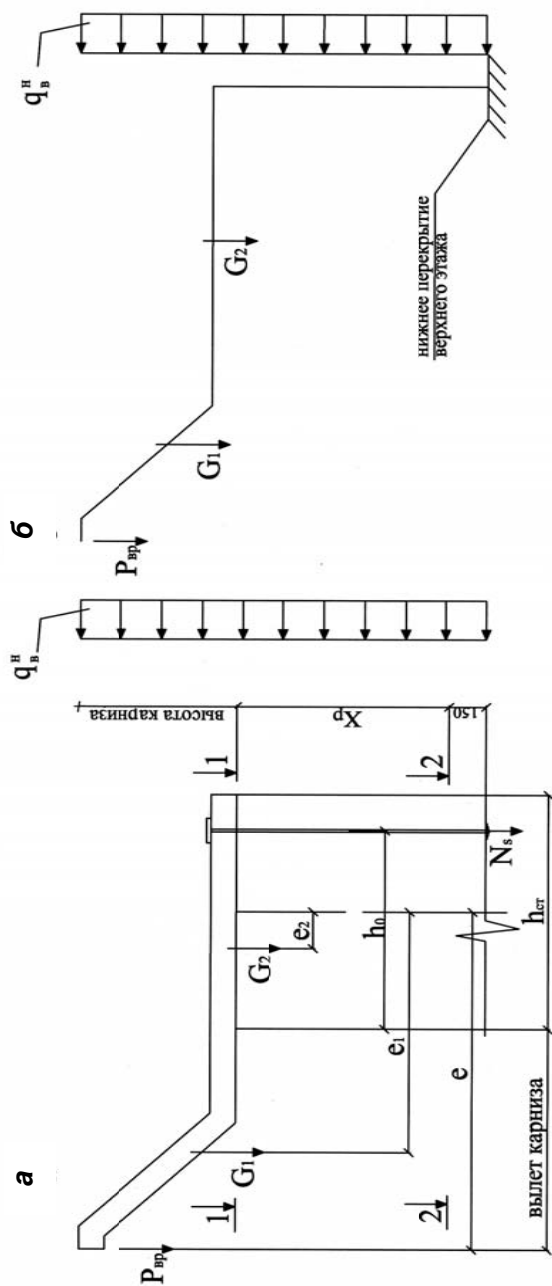


Рис. 6.8. Карниз незаконченного здания



При расчете принимают, что чердачное перекрытие отсутствует, и стена верхнего этажа рассматривается как консоль, заделанная на уровне нижнего перекрытия верхнего этажа (рис. 6.8, б).

При расчете участков стен под карнизами для законченного здания (рис. 6.9) учитываются следующие нагрузки:

1) создающие опрокидывающий момент относительно наружной грани стены:

- вес выносной части карниза  $G_1$ ;
- расчетная нагрузка  $P$  на краю карниза от ремонтной люльки с рабочим (от двух блоков) по 500 кг на каждый блок. Трос через блок идет к лебедке, поэтому при расположении лебедок на земле передающаяся на карниз нагрузка через каждый блок составляет  $250 \cdot 2 = 500$  кг. Расстояние между блоками принимают 2 м для зданий высотой более 10 м или 150 кг на 1 м или на один элемент сборного карниза, если его длина меньше 1 м для здания высотой менее 10 м;
- расчетная ветровая нагрузка, уменьшенная на 50% (опасного пассивного давления – отсоса);

2) создающие удерживающий момент – повышающие устойчивость стены:

- собственный вес карниза над стеной  $G_2$ ;
- вес кладки над карнизом  $G_3$ ;
- вес крыши, уменьшенный на величину отсоса от ветровой нагрузки  $G_4$ ;
- вес чердачного перекрытия, если карниз закреплен анкерами ниже этого перекрытия  $G_5$ .

Нагрузки, повышающие устойчивость карнизов, принимаются с коэффициентом  $\gamma_f = 0,9$ .

Снеговая нагрузка при расчете карнизов не учитывается, так как эта нагрузка входит в состав расчетных временных нагрузок, приложенных к краю карниза. Изгибающие моменты от всех действующих на карниз нагрузок определяются относительно оси, проходящей через центр тяжести рассчитываемого сечения стены.

Расчет прочности кладки под карнизами ведут (сеч. 1-1) на внецентренное сжатие. Также определяют длину и площадь поперечного сечения анкеров. Эксцентриситет приложения нагрузок должен быть не более 0,7  $y$ . Если это условие удовлетворяется для сечения 1-1 (непосредственно под карнизом), то анкеры не ставятся. В противном случае для устойчивости карниза нужна установка анкеров в растянутой зоне кладки. Концы анкеров заделывают в нижних слоях кладки. Расстояние между ними в плане не должно превышать 2 м, если концы анкеров закрепляются отдельными шайбами. При закреплении концов анкеров за продольную балку или за концы прогонов расстояние между анкерами может быть увеличено до 4 м.

Длина анкеров  $X_p$  должна быть такой, чтобы их заделка располагалась не менее чем на 150 мм ниже того сечения, где они требуются по расчету. При железобетонных чердачных перекрытиях концы анкеров следует заделывать под перекрытиями. После определения величины  $X_p$  проверяют сечение 2-2 на прочность сжатой и растянутой (по раскрытию трещин) зоны кладки при внецентренном сжатии силой  $N_x$  с эксцентриситетом  $e_0 = 0,7 \cdot y$ , а затем подбирают сечение анкера. Сечение анкера допускается определять по усилию

$$N = \frac{M}{0,85 \cdot h_0},$$

где  $M$  – наибольший изгибающий момент от расчетных нагрузок;

$h_0$  – расстояние от сжатого края сечения стены до оси анкера (расчетная высота сечения).

Для предохранения анкеров от коррозии или воздействия высокой температуры при пожаре их следует заделывать в кладку на расстояние  $1/2$  кирпича от внутренней поверхности стены. При расположении анкеров снаружи кладки они должны быть покрыты слоем цементной штукатурки толщиной 30 мм (от поверхности анкера).

При кладке на растворах марки 10 и ниже анкеры должны закладываться в борозды с последующей заделкой их бетоном.

#### 6.4. РАСЧЕТ СТЕН ЗДАНИЙ С УПРУГОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМОЙ

К категории зданий с упругой конструктивной схемой обычно относятся одноэтажные производственные, складские и тому подобные здания.

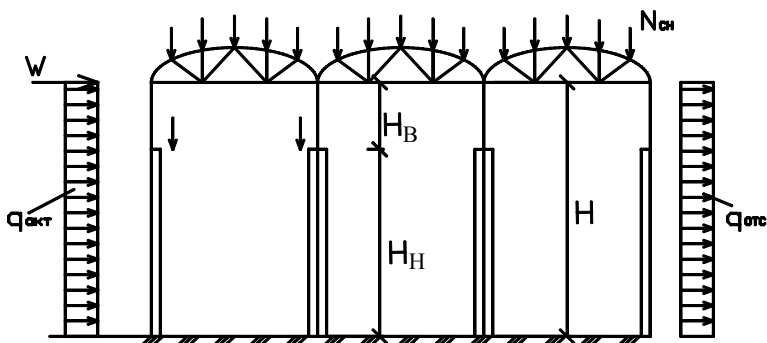


Рис. 6.10. Поперечный разрез здания с упругой конструктивной схемой

Основное отличие таких зданий от зданий с жесткой схемой состоит в том, что расстояние между поперечными стенами превышает аналогичную длину в зданиях с жесткой схемой. В этом случае перекрытие и покрытия нельзя рассматривать как неподвижную опору для стен, а влияние поперечных стен при расчете продольных не учитывается.

Для расчета каменных стен вырезают поперечный отсек здания (рис. 6.10), который представляет собой рамную систему. Каменные стены и столбы являются стойками рамы. Стойки рамы (каменные стены) могут быть таврового сечения, если стена имеет пилястры. Покрытия и перекрытие являются ригелем. Ригели принимаются абсолютно жесткими в своей плоскости и шарнирно связаны со стойками (стенами). Внутренними стойками являются столбы, чаще прямоугольного сечения. Стойки заделаны в фундаменты жестко в уровне обреза (рис. 6.11). Высоту  $H$  принимают от верхнего обреза фундамента до низа фермы, балки. Минимальная толщина стены определяется из теплотехнического расчета.

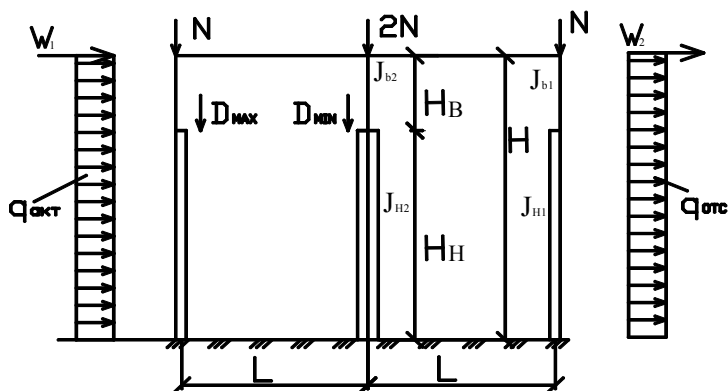


Рис. 6.11. Расчетная схема поперечной рамы

Следовательно, статический расчет стен и столбов одноэтажных зданий с учетом упругой податливости опор производится как расчет рамной системы, стойками которой является столбы и стены, а ригелями – несущие покрытия. Для расчета выделяют один ряд поперечных конструкций между серединами смежных рядов рам. В этих пределах и собираются нагрузки, действующие на поперечную раму.

Если нагрузка от покрытия распределена равномерно по длине стены (от плит покрытия), то за расчетную ширину рамы принимается вся ширина простенка, а при глухих стенах – вся длина стены между осями примыкающих к пилястре пролетов.

Если нагрузка от покрытия сосредоточена на отдельных участках (опирание ферм, балок и др.), то при статическом расчете ширину полки таврового сечения разрешается принимать равной  $b_{расч} = \frac{2}{3}H + b \leq 6 \cdot h$  (в каждую сторону от пилястры), но не более ширины простенка. Здесь  $b$  – ширина пилястры,  $H$  – высота стены,  $h$  – толщина стены. Если толщина стены меньше 0,1 высоты сечения пилястры, то сечение рассматривается как прямоугольное, без учета примыкающих к пилястре участков стены.

Стены зданий с упругой конструктивной схемой рассматривают для двух стадий готовности здания:

- когда стены и столбы возведены, а покрытие не установлено. В этом случае стены и столбы рассматриваются как свободно стоящие консольные стойки, заделанные в грунт. Нагрузкой является собственный вес стен и ветер. После определения  $M$ ,  $N$ ,  $Q$  и проверки сечений решается вопрос о необходимости устройства временных креплений стен в стадии незаконченного здания;



- когда здание полностью закончено. Учитываются нагрузки, действующие в период эксплуатации: от веса покрытия, снега, ветра, кранов и т.д.

Усилия от внешних нагрузок ( $M$ ,  $N$ ,  $Q$ ) в расчетных сечениях поперечной рамы определяются по правилам строительной механики. По этим усилиям проверяют несущую способность стен и столбов, работающих на внецентренное сжатие.

## Фундаменты

Фундаменты под стены обычно выполняются ленточными, под столбы – отдельно стоящими. Их проектируют преимущественно сборными из крупных и мелких бетонных блоков, природных камней правильной и неправильной формы, монолитного бетона и бутобетона, хорошо обожженного кирпича.

Проектные марки по морозостойкости каменных материалов для фундаментов, возводимых во всех климатических зонах в зависимости от предполагаемого срока службы конструкций, составляют F25–F50. Проектные марки по морозостойкости устанавливают только для материалов, из которых возводится верхняя часть фундаментов до половины расчетной глубины промерзания грунта.

Минимальные марки растворов кладки ниже гидроизоляционного слоя устанавливают в зависимости от влажности грунта и степени долговечности здания, применяя преимущественно цементные, цементно-известковые и цементно-глиняные растворы марок 10–50.

Уширение фундаментов к подошве (рис. 6.12), а также переход ленточных фундаментов от одной глубины заложения к другой делается уступами. При плотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1 : 1

и высота уступа – не более 1 м. При неплотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1 : 2 и высота уступа – не более 0,6 м. Для бутобетона высота уступа при уширении фундамента к подошве принимается не менее 300 мм, а для бутовой кладки – в 2 ряда кладки (350 – 600 мм). В фундаментах и стенах подвалов из бутобетона толщина стен принимается не менее 350 см, а размеры сечения столбов – не менее 400 см; при бутовой кладке толщина стен принимается не менее 500 мм, а размеры сечения столбов – не менее 600 мм.

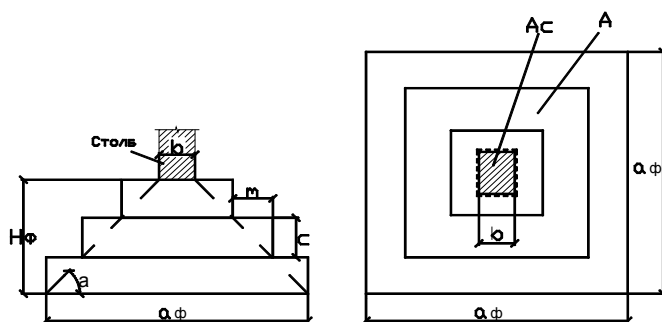


Рис. 6.12. Схема фундаментов под каменный столб

Учитывая физико-механические свойства материалов кладки фундаментов (хорошо сопротивляются сжатию и плохо растяжению), их конструируют таким образом, чтобы исключить возможность появления в кладке растягивающих напряжений (главные растягивающие напряжения от среза и изгиба). Достигается это назначением соответствующего соотношения высоты фундамента  $H_\phi$  к размеру его основания  $a_\phi$ . Оценивается это коэффициентом  $K = \operatorname{tg} \alpha$  или углом  $\alpha$ ,  $K = \frac{2 \cdot H_\phi}{a_\phi - b} = \operatorname{tg} \alpha$ , а также отношением высоты от-

дельных уступов фундамента к их ширине.

$$\alpha = \arctg \alpha = \frac{2 \cdot H_{\phi}}{a_{\phi} - b} = \frac{c}{m}. \text{ За } \alpha \text{ в этом случае принимают}$$

угол, близкий к углу распространения в кладке фундамента вертикального давления. Значение коэффициента

$$K = \tg \alpha = \frac{c}{m} \text{ зависит от материала кладки и расчетного дав-}$$

ления на грунт  $P (\sigma)$ .

Мысленно выделенная в конструкции фундамента пирамида с основанием  $a_{\phi}$ , высотой  $H_{\phi}$  и гранями, составляющими с основанием угол  $\alpha$ , определяет область конструкции, где действуют лишь сжимающие (от вертикальной нагрузки на фундамент) напряжения. Появление растягивающих напряжений в такой конструкции фундамента исключается. Величина угла  $\alpha$  зависит от материала кладки и определяется экспериментальным путем.

Расчет и конструирование каменного фундамента под центрально загруженный столб при известной расчетной нагрузке  $N$  и расчетном сопротивлении грунта сжатию  $R_{cp}$  сводится к определению его геометрических размеров, обеспечивающих допустимое (под подошвой фундамента) давление на грунт и исключаящих развитие в кладке фундамента растягивающих напряжений. Кроме того, требуется проверка прочности фундамента на местное сжатие по сечению, контактирующему со столбом (стеной).

## 7. ПРОИЗВОДСТВО КАМЕННЫХ РАБОТ

---

### 7.1. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КИРПИЧНОЙ КЛАДКЕ

Для сплошной кладки из камней правильной формы, за исключением кирпичных панелей, необходимо соблюдать следующие минимальные требования к перевязке:

– для кладки из полнотелого кирпича толщиной 65 мм – один тычковый ряд на шесть рядов кладки, а из кирпича толщиной 88 мм и пустотелого кирпича толщиной 65 мм – один тычковый ряд на четыре ряда кладки;

– для кладки из камней правильной формы при высоте ряда до 200 мм – один тычковый ряд на три ряда кладки.

Стены и простенки, возводимые с расшивкой швов, выполняют по единой системе перевязки швов – многорядной или однорядной (цепной). Тычковые ряды в кладке укладывают из целых кирпичей. Независимо от принятой системы перевязки швов укладка тычковых рядов обязательна в нижнем (первом) и верхнем (последнем) рядах на уровне обрезов стен и столбов, в карнизах, поясах и т. п.

При многорядной перевязке швов укладка тычковых рядов под опорные части балок, плит перекрытий, балконов и другие подобные конструкции является обязательной. При однорядной (цепной) перевязке швов допускается опирание конструкций на ложковые ряды кладки.

Кладку всех участков каменных конструкций, находящихся на одном уровне, включая места взаимных пересечений и примыканий, производят, как правило, одновременно.

При вынужденных перерывах кладку стен выполняют в этих местах в виде наклонной или вертикальной штрабы. Если разрыв кладки выполняют вертикальной штрабой, то в

швы кладки в этом месте закладывают арматуру (не менее 3 стержней диаметром не более 8 мм) в одном уровне и на расстоянии около 2 м по высоте кладки. В местах примыкания железобетонных конструкций в кладку устанавливают прутковую арматуру, привариваемую к закладным деталям железобетонных конструкций.

Самонесущие стены в каркасных зданиях соединяют с колоннами гибкими связями, допускающими возможность независимых вертикальных деформаций стен и колонн. Связи, устанавливаемые по высоте колонн, обеспечивают устойчивость стен, а также передачу действующей на них ветровой нагрузки на колонны каркаса. Установку анкеров производят согласно проекту.

При возведении каменных конструкций кирпичные столбы, пилястры и простенки шириной  $2\frac{1}{2}$  кирпича и менее, рядовые кирпичные перемычки и карнизы выполняют из целого кирпича. Применение кирпича-половняка допускается только в кладке забутовочных частей стен в малонагруженных участках, например, в участках стен под окнами. Кладку кирпичных цоколей зданий выполняют только из полнотелого глиняного кирпича; применять для этих целей силикатный кирпич не допускается.

Горизонтальные и вертикальные швы кирпичной кладки стен, а также все швы перемычек, простенков и столбов заполняют раствором, за исключением кладки впустошовку. При кладке впустошовку глубина не заполненных раствором швов с лицевой стороны не должна превышать 15 мм в стенах и 10 мм (только вертикальных швов) – в столбах.

Толщина горизонтальных швов кладки из кирпича и камней правильной формы должна составлять 10–15 мм. Среднюю толщину горизонтальных швов в пределах высоты этажа принимают 12 мм. Для вертикальных швов кладки из кирпича и камней правильной формы допускают толщину швов 8–15 мм; среднюю толщину швов – 10 мм. Швы в кон-

струкциях стен, столбов и перемычек из керамических камней полностью заполняют раствором.

Высота возведения свободностоящих каменных стен (без укладки перекрытий или покрытий) не должна превышать приведенной в табл. 7.1.

При необходимости возведения свободностоящих стен большей высоты применяют временные крепления.

*Таблица 7.1*

**Допустимая высота свободностоящих стен**

Толщина стен, мм	Плотность кладки, кг/м <sup>3</sup>	Допустимая высота кладки, м, при скорости ветра, м/с			
		15	21	27	40
25	более 1600	3,8	2,6	1,6	—
	1300–1600	3,0	2,1	1,4	—
	1000–1300	2,3	1,6	1,3	—
38–40	более 1600	5,2	4,7	4,0	1,7
	1300–1600	4,8	4,3	3,1	1,5
	1000–1300	4,5	4,0	2,4	1,3
50–52	более 1600	6,5	6,3	6,0	3,1
	1300–1600	6,3	6,0	5,6	2,5
	1000–1300	6,0	5,7	4,3	2,0
60–64	более 1600	7,7	7,4	7,0	4,3
	1300–1600	7,4	7,0	6,5	3,5
	1000–1300	7,0	6,6	6,0	2,7

Высота каменных неармированных перегородок, не раскрепленных перекрытиями или временными креплениями, не должна превышать 1,8 м.

При выполнении кирпичной кладки карнизов свес каждого ряда кладки не должен превышать 1/3 длины кирпича, а общий вынос кирпичного неармированного карниза принимают равным не более половины толщины стены. Кладку анкеруемых карнизов выполняют после достижения проектной прочности кладочной стены, в которую должны быть заделаны анкеры.

При кладке стен и столбов их необходимо защищать от увлажнения со стороны фундаментов, а также со стороны примыкающих тротуаров и отмосток гидроизоляционным слоем, располагаемого выше уровня тротуара или верха отмостки. Гидроизоляционный слой устраивают также ниже пола подвала.

Все части кладки, выступающие за лицевую поверхность наружных стен и имеющие свесы и обрезы, на которых могут задерживаться атмосферные осадки (свесы карнизов и поясков, обрезы цоколей и т. п.), после возведения кладки защищают от них путем устройства сливов из раствора, покрытием кровельной сталью и др.

Сборные железобетонные перемычки укладывают по ходу возведения стен.

При устройстве рядовых кирпичных перемычек арматуру укладывают по опалубке в слое раствора толщиной до 20 мм под нижний ряд кирпича. Число стержней устанавливается проектом, однако их должно быть не менее трех. Гладкие стержни для армирования перемычек имеют диаметр не менее 6 мм, заканчиваются крюками и заделываются в простенки не менее чем на 250 мм. На стержнях периодического профиля крюки не отгибаются.

Рядовые кирпичные перемычки выдерживают, не снимая опалубки, 24 дня при температуре воздуха до 5°C, а клинчатых и арочных – соответственно 10 и 15 сут.

Клинчатые перемычки из обыкновенного кирпича укладывают с клинообразными швами толщиной не менее 5 мм внизу и не более 25 мм вверху. Кладку ведут одновременно с двух сторон в направлении от пят к середине.

При армировании кирпичной кладки, имеющей поперечное армирование сетками арматуры, соблюдают следующие правила:

- толщина швов должна превышать сумму диаметров пересекающейся арматуры на 4 мм при соблюдении требуемой средней толщины шва;

– при поперечном армировании простенков и столбов сетки укладывают так, чтобы не менее двух стержней каждой сетки выступали на противоположные поверхности простенка или столба;

– сетки укладывают не реже чем через 5 рядов кладки;

– при армировании кладки столбов применение отдельных стержней вместо сеток не допускается;

– диаметр проволоки сеток должен быть не менее 2,5 мм и не более 8 мм. При диаметре проволоки более 5 мм применяют сетку типа «зиг-заг».

При устройстве стыков продольного армирования применяют сварку или делают перехлест стержней на длину 20 диаметров при арматуре периодического профиля, а у гладкой арматуры делают на концах крюки с такой же заделкой.

При возведении стен из облегченной кирпичной кладки соблюдают следующие правила:

– швы фасадной стороны кладки должны быть расширены;

– плитный утеплитель укладывают с обеспечением плотного примыкания в стыках и к кладке;

– металлические связи, устанавливаемые в кладку, защищают от коррозии;

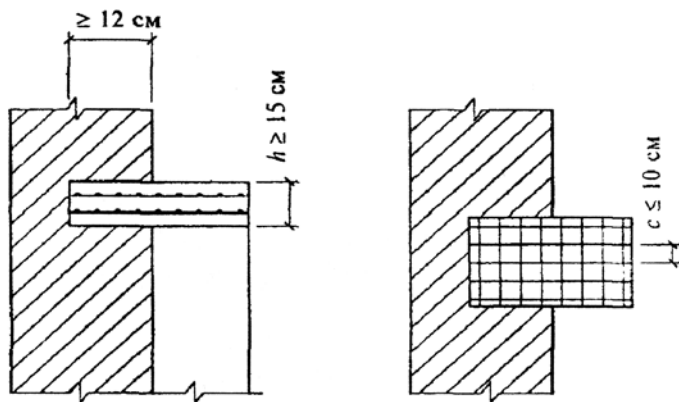
– засыпной утеплитель или легкий бетон заполнения укладывают слоями не более 1,2 м с уплотнением;

– при перерывах в работе и в периоды интенсивных атмосферных осадков верхние ряды облегченных кирпичных кладок предохраняют от увлажнения.

Под опорными участками элементов, передающих местные нагрузки на кладку, предусматривают слой раствора толщиной не более 15 мм. В этих же местах могут устанавливать распределительные плиты толщиной, кратной толщине рядов кладки, но не менее 150 мм, армированных по расчету двумя сетками.



При опирании ферм, балок покрытий, подкрановых балок и т. п. на пилястры предусматривают связь распределительных плит на опорном участке с основной стеной. Глубина заделки плит в стену должна составлять не менее 120 мм. Выполнение кладки, расположенной над плитами, производят непосредственно после установки плит. Предусматривать установку плит в борозды, оставляемые при кладке стен, не допускается (рис. 7.1).



**Рис. 7.1. Железобетонные распределительные плиты**

При местных нагрузках армируют кладку под опорным участком сетками из стержней диаметром не менее 3 мм с размером ячейки не более 60х60 мм, уложенными не менее чем в трех верхних горизонтальных швах.

При возведении каменных конструкций вертикальность граней и углов кладки из кирпича и камней, горизонтальность ее рядов проверяют не менее двух раз на каждом ярусе кладки (через 0,5–0,6 м) с устранением обнаруженных отклонений. По окончании кладки каждого этажа проверяют горизонтальность и отметки верха кладки независимо от промежуточных проверок горизонтальности ее рядов.

Отклонения в размерах и положении каменных конструкций от проектных не должны превышать указанных в табл. 7.2.

Таблица 7.2

**Допустимые отклонения в размерах  
и положении каменных конструкций от проектных**

<b>Наименования</b>	<b>Величина отклонений, мм</b>
Отклонения по: размерам (толщине) элементов конструкции в плане отметкам опорных поверхностей ширине простенков ширине проемов в стенах смещению вертикальных осей оконных проемов смещению осей конструкций	$\pm 15$ -10 -15 $\pm 15$ $\pm 20$ $\pm 10$
Отклонения поверхностей и углов кладки по вертикали на: один этаж все здание	 10 30
Отклонение рядов кладки от горизонтали на 10 м длины стены	$\pm 15$
Неровности на вертикальной поверхности кладки, обнаруженные при накладывании контрольной рей- ки длиной 2 м	5

## 7.2. СРЕДСТВА ПОДМАЩИВАНИЯ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

При возведении зданий и сооружений из кирпича и мелких блоков для производства кладки на высоте более 1,2 м применяют средства подмащивания. Средствами подмащивания называют устройства, предназначенные для организации рабочих мест при производстве строительно-монтажных работ на высоте или глубине более 1,3 м от уровня земли или перекрытия. К ним относятся: леса стоечные приставные; леса свободностоящие; леса навесные; под-

мости: сборно-разборные, передвижные, навесные. Основные параметры средств подмащивания приведены в табл. 7.3.

Конструкция лесов и подмостей должна обеспечивать прочность и устойчивость, безопасность работ и необходимые условия для производства каменной кладки.

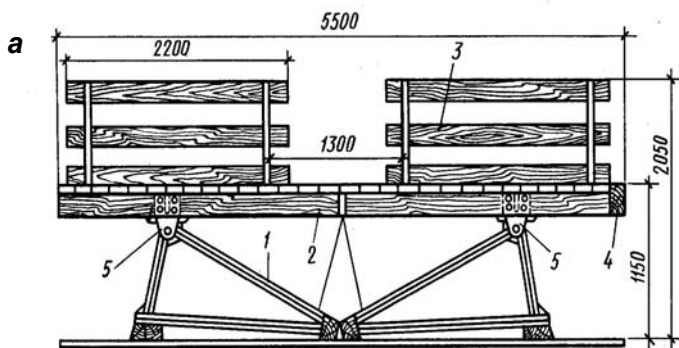
Подмостями называют одноярусную конструкцию, предназначенную для выполнения работ, требующих перемещения рабочих мест по фронту работ. Подмости применяют при возведении зданий с междуэтажными перекрытиями и одноэтажных зданий при высоте стен до 5,0 м. Устанавливают внутри здания вначале на грунт, затем на перекрытия, переставляя с одного этажа на другой. При возведении наружных стен одноэтажных зданий подмости устанавливают снаружи.

*Таблица 7.3*

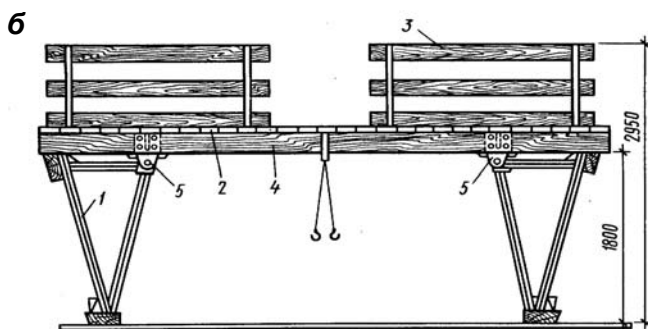
**Основные параметры средств подмащивания**

<b>Наименование средств подмащивания</b>	<b>Нормативная поверхностная нагрузка, Па (кг/м<sup>2</sup>)</b>	<b>Высота рабочей площадки средств подмащивания, м, не более</b>
Леса стоечные приставные	1000 (100) 2000 (200) 2500 (250) 3000 (300) 5000 (500)	100,0
Леса свободностоящие	1000 (100) 2000(200)	20,0
Леса навесные	1000 (100) 2000 (2000)	20,0
Подмости сборно-разборные	2000 (200)	16,0
Подмости передвижные с перемещаемым рабочим местом	2000 (200) 3000 (300) 5000 (500)	120,0
Подмости навесные	2000 (200)	10,0

Наибольшее распространение получили подмости шарнирно-панельного типа, не требующие сборки при установке. Опоры этих подмостей состоят из двух металлических треугольных ферм, шарнирно прикрепленных к прогонам рабочего настила и позволяющие изменять высоту подмостей от 1,15 м до 2,05 м (рис. 7.2).



для кладки второго яруса



для кладки третьего яруса

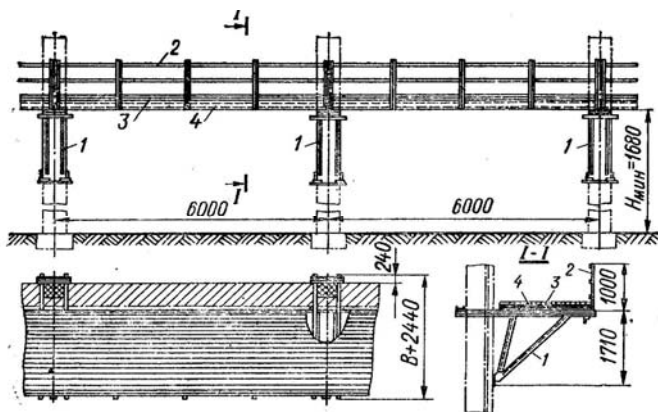
**Рис. 7.2. Панельные подмости на треугольных шарнирных опорах:**

- а* – нижний уровень установки; *б* – верхний уровень установки;  
*1* – опорные тумбы для уголка; *2* – прогон настила; *3* – ограждение;  
*4* – рабочий настил; *5* – шарнир

Для изменения высоты их поднимают краном, и треугольные фермы-опоры под воздействием собственной массы поворачиваются вокруг шарнира, занимая вертикальное положение. Для увеличения высоты кладки с подмостей без перестановки на них устанавливают подставки высотой 0,4–0,6 м и шириной 1 м, называемые подлесками. Находясь на них, каменщик имеет возможность продолжать кладку яруса еще на 0,4–0,6 м. В местах кладки наружных стен лестничной клетки используют переносные площадки из рам со щитовым настилом и ограждением. Площадку устанавливают краном на поперечные внутренние стены лестничной клетки.

При строительстве каркасно-монолитных домов, когда наружные стены опираются на перекрытие, применяют подмости на деревянных опорных рамах, устанавливаемые вручную из отдельных элементов: опорных рам, прогонов, настила, ограждения.

После окончания кладки на этаже подмости разбирают и переносят вручную на следующий этаж, где цикл кладки возобновляется.



**Рис. 7.3. Консольные подмости:**

1 – кронштейн; 2 – ограждение; 3 – дощатый рабочий настил;  
4 – металлическая рама настила

Для кладки стен большой высоты, возводимых в створе рядов колонн одноэтажного здания с шагом 6,0 м, могут быть использованы консольные подмости (рис. 7.3), рабочий настил которых укладывается на консоли, прикрепленные к колоннам с помощью кронштейнов.

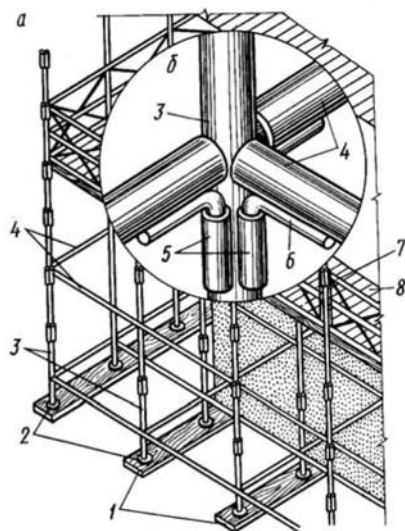
Леса для каменной кладки устраивают применительно к конструкции возводимых зданий и сооружений. Наибольшее применение находят стоечные и подвесные леса.

Стойные леса состоят из двух рядов стоек, связывающих их ригелей, щитового настила и ограждения. Наиболее распространены безболтовые металлические трубчатые леса высотой до 40 м (рис. 7.4). Стойки этих лесов диаметром 60 мм располагают с наружной стороны здания через 2 м в продольном и поперечном направлениях. Собирают леса ярусами из отдельных элементов по мере возведения стен. В первом ярусе устанавливают стойки высотой 4 и 2 м, а в последующих сохраняют одинаковую высоту 4 м, чтобы стыки стоек были вразбежку. При наращивании верхние стойки насаживают на втулки из обрезков труб, сваренных в концы нижних стоек. К стойкам через каждый метр по высоте приварены патрубки для крепления ригелей, связывающих стойки между собой.

По ригелям перпендикулярно стене укладывают настил из дощатых щитов толщиной 50 мм и шириной 0,5 м с 40-сантиметровым консольным свесом к стене. Нижние стойки опираются на башмаки, прикрепленные костылями к подкладкам из досок.

Устойчивость лесов обеспечивают креплением их к стене при помощи анкеров, заделываемых в стену, и крюков, которые входят в патрубки стоек, служащих для крепления ригелей. Для обеспечения жесткости каркаса лесов и неизменяемости их в плане в первых двух панелях от углов здания, а также через каждые 25–30 м по фасаду и против грузоприемных площадок и лестничных клеток устанавливают диагональные связи из труб, соединяемые со стойками.

**Рис. 7.4. Стоечные леса для каменной кладки:**  
*a* – трубчатые безболтовые леса; *б* – узел крепления безболтовых лесов; *1* – подкладка; *2* – башмаки; *3* – стойки; *4* – горизонтальные связи; *5* – патрубки; *6* – крюк; *7* – ограждение; *8* – рабочий настил



При каменной кладке на высоте более 8 м одновременно укладывают два яруса настила – верхний (рабочий) и нижний (защитный). Настил перемещается через 1,0 м по высоте. Лестницы устанавливают через каждые 40–60 м.

Средства подмащивания должны иметь ровные рабочие настилы с зазорами между досками не более 5 мм, а при расположении настила на высоте 1,3 м и более – ограждения и бортовые элементы. Соединения щитов настилов внахлестку допускается только по их длине, причем концы стыкуемых элементов должны быть расположены на опоре и перекрывать ее не менее чем на 20 см в каждую сторону.

Применяются также леса, состоящие из стоек и ригелей, соединяемых хомутами в произвольно выбранных точках.

Для каменной кладки стен и облицовочных работ для зданий каркасного типа применяют навесные леса, состоящие из поддерживающих конструкций и подвесной части.

В их состав входят: консоли (швеллеры), распорные домкратные стойки, металлический каркас лесов, щиты настила, ограждения, лестницы.

Для защиты людей, находящихся на лесах, от электрических разрядов устанавливают грозозащитные устройства. Монтаж и демонтаж, крепление лесов производят в соответствии с требованиями ППР.

### **7.3. ОРГАНИЗАЦИЯ КОМПЛЕКСНОГО ПРОЦЕССА ВОЗВЕДЕНИЯ КАМЕННОЙ КЛАДКИ**

#### **7.3.1. Организация комплексного процесса возведения каменных зданий**

Наибольший объем каменных работ имеют объекты, возводимые из кирпича, и среди них – мало- и многоэтажные жилые дома.

Кирпичная кладка должна осуществляться в строгом соответствии с указаниями проекта производства работ (ППР), в котором устанавливаются технологическая последовательность и сроки выполнения строительных процессов, рациональные методы труда, необходимые машины, механизмы, инструмент и приспособления. На типовые виды кладки, одинаковые объемы и условия выполнения могут разрабатываться технологические карты, являющиеся неотъемлемой частью ППР.

Возведение каменных конструкций производят, как правило, поточным методом с применением инвентарных лесов и подмостей. Для обеспечения поточной организации строительства выполняют технологическое и пространственное проектирование, определяют параметры времени.

Технологическое проектирование заключается в членении комплексного процесса кладки на отдельные простые



процессы – частные потоки, определение объемов работ, их трудоемкости, машиноемкости.

Пространственное проектирование потока предусматривает членение здания в плане на захватки и в пределах каждого этажа по высоте на ярусы.

Параметры времени характеризуют продолжительность отдельных процессов на захватке – модуль цикличности и интервал времени между смежными процессами – шаг потока.

Наиболее эффективным методом производства каменных работ является поточно-расчлененный, предусматривающий деление здания на захватки определенных размеров в зависимости от количественного состава бригады и типа здания, организацию в составе комплексной бригады специализированных звеньев и последовательное выполнение технологических процессов звеньями постоянного состава в одинаковом темпе.

Разбивка здания на захватки, деланки позволяет обеспечить рациональное совмещение строительно-монтажных операций, поточность технологического процесса и эффективное использование машин и механизмов.

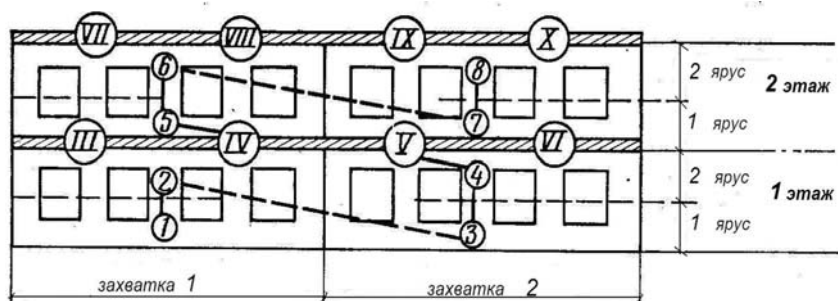
При назначении границ захваток руководствуются следующими соображениями:

- объемы каменных работ на каждой захватке по трудоемкости должны быть примерно одинаковыми;
- границы захваток увязывают с месторасположением грузоподъемных механизмов;
- продолжительность работы бригады на захватке должна быть кратной рабочей смене или, в крайнем случае, полусмене.

Обычно границы захваток назначают около пересечений стен или по осям оконных проемов. В качестве захватки принимают повторяющуюся часть здания: в промышленном строительстве – пролет; в жилищном – одну или несколько жилых секций.

В практике жилищного строительства используют одно-, двух – или трехзахватные схемы организации работ.

При строительстве многоэтажных зданий производство кладочных работ увязывают с монтажом сборных междуэтажных перекрытий в соответствии со схемой развития потока (рис. 7.5). Чтобы обеспечить непрерывность частных потоков, продолжительность кладочных работ, выполняемых поярусно, и монтажных, выполняемых поэтажно, должна быть одинаковой. При этом кладку в пределах захватки ведут на всю высоту этажа, а поярусные подмости устанавливают во вторую смену.



**Рис. 7.5. Схема развития потока кладочных работ:**  
1–8 – дни работы каменщиков; III–X – дни работы монтажников

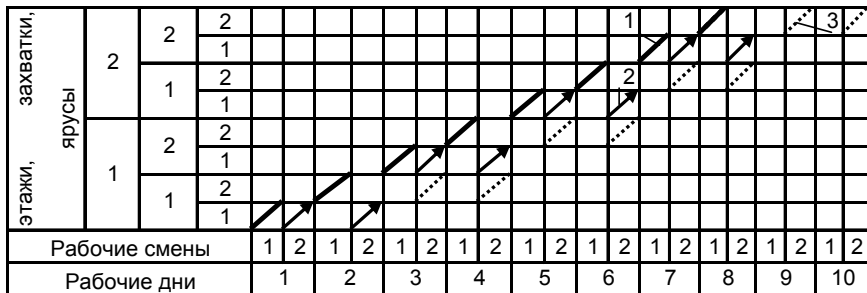
В задачу проектирования поточной организации комплексного процесса кладки входит разработка графика или циклограммы производства работ (рис. 7.6) с определением трудоемкости и продолжительности работ.

Трудоемкость работ определяют на основании калькуляций трудовых затрат. Продолжительность кладочного процесса на захватке и шаг потока принимают не менее одной смены. При этих условиях число ведущих рабочих каменщи-

ков  $N$  в составе комплексной бригады определяют по формуле:

$$N = \frac{\sum m}{T t_{CM} K_H},$$

где  $\sum m$  – суммарная трудоемкость кладочных процессов на захватке, выполняемых каменщиками, чел.-ч;  $T$  – продолжительность кладочного процесса на захватке, смен;  $t$  – продолжительность смены, ч;  $K_H$  – планируемый коэффициент выполнения норм.



**Рис. 7.6. Циклограмма производства кладочных и монтажных работ при строительстве двухэтажного здания:**

1 – кладка стен и подача материалов; 2 – установка и разборка подмостей; 3 – монтаж перекрытия и других конструкций

Однозахватная система получила распространение при возведении односекционных многоэтажных или небольших малоэтажных зданий, когда кладка каменных стен на высоту одного яруса заканчивается к концу первой смены. Во вторую смену выполняют вспомогательные (установка инвентарных подмостей, подача материалов к месту работ) и монтажные работы (устанавливают лестничные марши, площадки и лифтовые шахты, междуэтажные перекрытия).

Двухзахватная система (наиболее распространенная) применяется при возведении двух-, трех- и четырехсекционных зданий. По этой системе после окончания кладки 1-го яруса на 1-й захватке каменщики переходят работать на вторую захватку для кладки такого же яруса. Когда установят подмости и подадут материалы на 1-й захватке, каменщики возвращаются на эту захватку для кладки 2-го яруса и т.д., пока не будет закончена кладка этажа. Однако при такой организации процесса не обеспечивается непрерывность монтажных работ. Этот недостаток устраняется при кладке стен в пределах захватки на полную высоту этажа.

Установку подмостей выполняют сразу же после кладки каждого яруса стены. При этом кладку стен и монтаж сборных конструкций перекрытий ведут непрерывно на разных захватках.

При большем числе захваток работы на каждой из них организуют аналогично двухзахватной системе.

Каменные работы выполняют, как правило, комплексные бригады, в состав которых наряду с каменщиками входят рабочие других профессий (монтажники, плотники, такелажники и др.). Комплексные бригады позволяют выполнять, кроме основных, все сопутствующие и вспомогательные работы (монтаж сборных конструкций, установка опалубки, армирование и бетонирование отдельных мест и т. п.). Для исключения внутри бригадных простоев рабочие должны овладеть 2–3 смежными профессиями. Ведущими в бригаде являются звенья каменщиков.

При поточно-расчлененном методе производства каменных работ каждое звено каменщиков работает на отведенном ему участке-делянке. Количество дялянок, их размеры устанавливают в зависимости от трудоемкости кладки и сменной выработке звена. Состав звеньев каменщиков и выработка на одного рабочего звена приведены в табл. 7.4 и 7.5.

Таблица 7.4

**Состав звена каменщиков**

Наименование звена	Разряд	Количество рабочих	Доля каменщиков высокой квалификации
Двойка	IV – V	1	50
	III	1	
Тройка	IV – V	1	33
	III	2	
Четверка	IV – V	1	50
	IV	1	
	III	2	
Пятерка	IV – V	1	40
	IV	1	
	III	3	
Шестерка	IV – V	1	33
	IV	1	
	III	4	

Таблица 7.5

**Выработка на одного рабочего звена**

Наименование звена	Выработка кирпича на одного рабочего звена, шт.	Выработка на одного рабочего, %
Каменщик-одиночка	300–500	30–50
Двойка	1000	100
Четверка	1600–1700	160–170
Пятерка	1700–18000	170–180
Шестерка	1600	160

Запас кирпича на рабочем месте при кладке стен с перекрытий или с подмостей принимают из расчета двухчасовой потребности. Растворные ящики заполняют раствором за 10–15 мин до начала кладки. В процессе кладки запас материалов пополняется, загустевающий раствор при работе пе-

ремешивается в растворном ящике электрическими лопастными миксерами.

Фронт работ звена – делянка назначается с учетом выполнения кладки на высоту одного яруса – 1,1–1,2 м в смену. Размер делянки определяют по формуле:

$$l = ntq / (100ahS),$$

где  $n$  – количество рабочих в звене;  $t$  – продолжительность рабочей смены, ч;  $q$  – выполнение нормы выработки, %;  $a$  – толщина стены, м;  $h$  – высота яруса, м;  $S$  – норма времени на кладку 1 м<sup>3</sup> стены, чел.-ч.

Рекомендуемые размеры делянок (в метрах) при производстве сплошной кирпичной кладки приведены в табл. 7.6.

Таблица 7.6

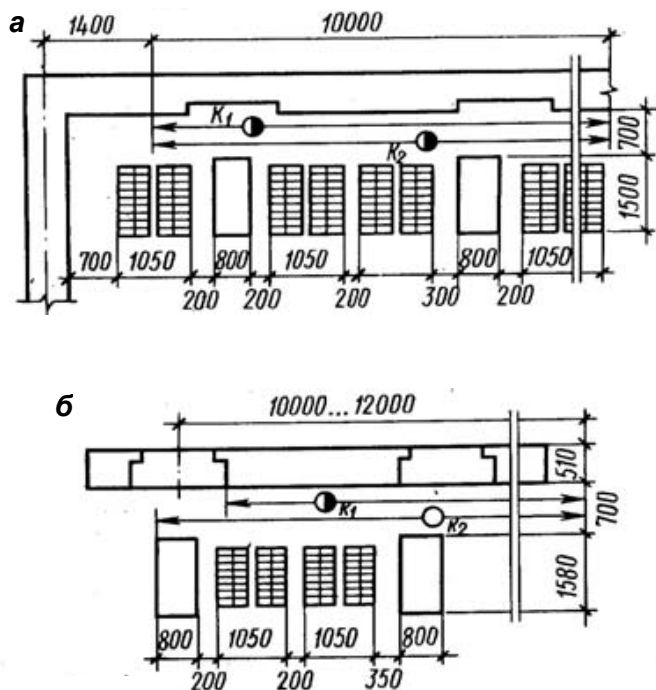
Размеры делянок (м) при сплошной кирпичной кладке

Наименование кладки	Толщина стен, мм						
	640		510		380		250
	Численность звена, чел.						
	5	3	5	2	3	2	2
Простая	20–25	13–16	24–30	13–15	18–20	10–15	14–24
Средней сложности	19–28	11–15	19–26	12–15	14–20	9–17	–
Сложная	16–20	10–14	18–22	11–18	12–16	8–15	–

Широкое распространение получил принцип поосевой специализации звеньев. Сущность поосевого принципа расстановки рабочих заключается в том, что за каждым звеном каменщиков на всех этапах закреплена определенная делянка в одних и тех же осях здания.

Рабочее место звена каменщиков на подмостях, лесах и междуэтажных перекрытиях включает: рабочую зону, по которой перемещаются каменщики шириной 0,6–0,7 м; зону складирования материалов – 2,7–1,6 м; свободную зону для

прохода – 0,3–0,9 м. Материалы (кирпич, раствор) располагают вдоль фронта работ и укладывают так, чтобы их было удобно брать и подавать (рис. 7.7).



**Рис. 7.7. Организация рабочего места каменщиков:**

*а* – при кладке первого яруса стены; *б* – то же, второго яруса

Кладку начинают с разбивочных работ. Используя обноску и вынесенные на нее геометрические оси возводимого сооружения, производят разбивку наружных граней стен, расстояние до которых отмеряют от осевых линий здания (сооружения). Натянув стальную проволоку между вымеренными точками, устанавливают положение наружных углов

стен, которое определяют взаимным пересечением двух проволок. При разбивке соблюдают следующие правила:

- при разбивке наружных стен здания фиксируют направление внешней (лицевой) поверхности стены;
- внутренние продольные стены разбивают по стороне, обращенной к главному фасаду;
- внутренние поперечные стены разбивают по любой из сторон;
- при разбивке стен лестничных клеток фиксируют положение той грани стены, которая находится со стороны лестничной клетки.

Возведение стен начинают с закладки углов, которые задают направление сходящимся в них стенам. С помощью отвеса на фундамент переносят положение наружных граней углов и закрепляют его первым рядом кирпичей. В углах, на границах участков, а также в местах примыкания внутренних стен к наружным кладку вначале ведут небольшими участками (на высоту 5–6 рядов), так называемыми маяками. Маяки выкладывают уступами в виде убежной штрабы. Наличие маяков облегчает и ускоряет кирпичную кладку, которую затем осуществляют по причалке, натягиваемой между маяками в каждом ряду наружной версты. Для кладки внутренней версты причалку натягивают не реже чем через 3–4 ряда кирпичей.

Перед началом кирпичной кладки по фронту работ на границах участков (участков) и на углах стен устанавливают инвентарные деревянные или металлические порядовки. Вертикальность установки порядовок проверяют по отвесу либо по уровню. Деления, нанесенные на порядовку, соответствуют рядам кладки, а их горизонтальность проверяется по нивелиру. По порядовкам натягивают причалки, после чего производят кладку.

В кирпичных зданиях междуэтажные перекрытия из железобетонных плит укладывают по стенам и ригелям.



**Рис. 7.8. Монтаж ригеля  
с опиранием на распреде-  
лительную железобетонную  
подушку**



Ригели (прогоны) опирают на железобетонные подушки, закладываемые в кирпичные стены по ходу кладки (рис. 7.8). До монтажа ригелей с помощью нивелира выверяют горизонтальность подушек. Разница в отметках верха подушек в пределах секции здания не должна быть более 10 мм. Ригели подают к месту установки краном, опускают на постель из раствора, уложенного на опорах. До проектного положения перемещать ригель можно только перпендикулярно продольной оси. В противном случае может быть нарушена устойчивость стен или столбов, на которые опирается ригель. Монтажники работают с инвентарных подмостей. После выверки ригель крепят к ранее установленным конструкциям (способ крепления указывают в проекте) и затем снимают стропы.

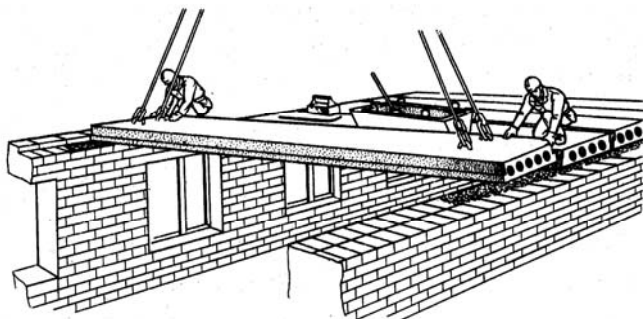
До монтажа плит перекрытий проверяют положение верхних опорных частей кладки под конструкции перекрытия, которые должны находиться в одной плоскости (разность отметок не должна превышать 10 мм).

Чтобы обеспечить горизонтальность потолка, образуемого плитами перекрытия, используют следующие приемы:

– в пределах захватки по периметру верха стен или прогонов с помощью нивелира наносят на заранее закрепленные рейки риски, соответствующие отметке низа конструкций

перекрытий. По отметкам натягивают причалку и расстилают раствор, разравнивают его правилом, и после того как стяжка наберет 50%-ную прочность монтируют плиты перекрытий, расстилая на опорных поверхностях слой свежего раствора толщиной 3–4 мм;

– при нивелировании опорных поверхностей наносят отметки среднего монтажного горизонта на рейки, установленные по периметру секции (здания) через каждые 5–6 м. При монтаже плит перекрытий натягивают причалку и по ней непосредственно под монтируемые плиты расстилают раствор таким образом, чтобы его поверхность была на 3–4 мм выше причалки.

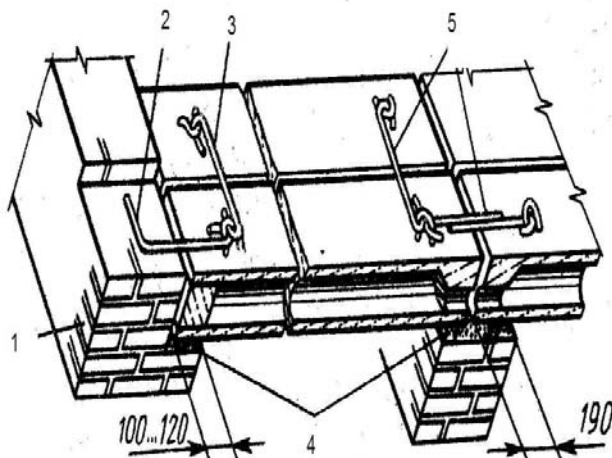


**Рис. 7.9. Монтаж плит перекрытий**

Монтаж плит начинают от торцовых стен с инвентарных подмостей, а при укладке последующих плит монтажки находятся на ранее смонтированных плитах (рис. 7.9). Монтаж плит ведет звено из двух монтажников и одного талкажника. Перемещать плиты в направлении, перпендикулярном стенам, не разрешается. Поэтому прежде чем опустить плиту на растворную постель, необходимо точно навес-

ти ее, чтобы получить опорную площадку требуемой ширины (рис. 7.10).

После укладки каждой плиты проверяют горизонтальность низа плит визированием по их плоскостям, а при необходимости и правилом. Если обнаружится, что плоскости смежных плит не совпадают вдоль шва, плиту поднимают краном, исправляют растворную постель и монтируют заново.



**Рис. 7.10. Опираие плит на стены и крепление их между собой:**

1 – наружная кирпичная стена; 2 – стальной анкер, заделываемый в стену; 3 – накладка, связывающая панели перекрытий; 4 – растворная постель; 5 – анкеровка плит на внутренней стене

Плиты перекрытий после выверки закрепляют анкерами, закладываемыми в кладку, смежные плиты скрепляют за монтажные петли (см. рис. 7.10).

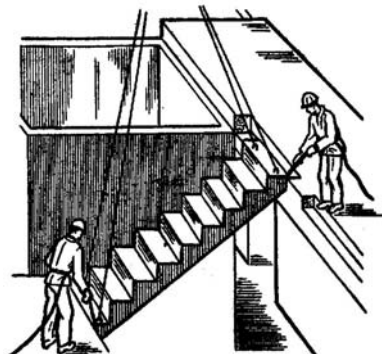
В многопустотных плитах, при опирании их на наружные стены, с целью теплоизоляции заполняют пустоты легким бетоном или готовыми бетонными пробками на глубину

не менее 120 мм. Тяжелым бетоном или вкладышами заделывают пустоты в плитах, опирающиеся на внутренние несущие стены.

Несущие переемы в кирпичных зданиях устанавливают с помощью крана на подготовленную растворную постель, а ненесущие (рядовые) – укладывают вручную. При монтаже обеспечивают точность установки их по вертикальным отметкам, горизонтальность и размер площадки опирания.

Лестничные марши и площадки монтируют по мере возведения стен здания. Промежуточную площадку и первый марш устанавливают по ходу кладки внутренних стен лестничной клетки, вторую – этажную площадку и второй марш – по окончании кладки этажа.

До монтажа лестничных площадок и маршей проверяют их размеры. Затем размечают места установки площадок, расстилают раствор и устанавливают площадку. Для выверки положения лестничных площадок в плане применяют деревянный шаблон, копирующий профиль опорной части лестничного марша. После выверки монтируют лестничный марш.



**Рис. 7.11. Монтаж  
лестничного марша**

При установке лестничного марша его сначала опирают на нижнюю площадку, а затем на верхнюю (рис. 7.11). Перед установкой лестничного марша устраивают на опорных местах лестничных площадок постель из раствора. После установки марша замоноличивают стыки между маршем и площадками и устанавливают инвентарное ограждение.

Отклонение отметки верха лестничной площадки от проектной должно быть не более 5 мм.

Разность отметок верхней поверхности смежных ступеней – не более 3 мм.

Отклонение от горизонтальной плоскости проступей лестничного марша и поверхности площадок – не более 4 мм.

К монтажу балконных плит приступают после укладки плит перекрытия в такой последовательности:

- устанавливают маячные балконные плиты по краям захватки;

- размечают на перекрытии и фиксируют рисками положение каждой балконной плиты, на последующих этажах положение рисков дополнительно контролируют по балкону нижележащего этажа с помощью отвеса;

- натягивают шнур-причалку по наружному верхнему ребру маячных балконных плит на всю длину захватки;

- по шнуру-причалке и отметкам на перекрытии устанавливают остальные балконные плиты на растворную постель, которую не доводят до обреза стены на 20–30 мм;

- временные крепления устанавливают сразу после монтажа очередной балконной плиты. В качестве временного крепления применяют телескопическую стойку с домкратом, которую ставят на нижележащий балкон, а верх упирают в смонтированную плиту;

- производят приварку анкеров к закладным деталям плиты. Балконные плиты крепят, приваривая стальные стержни к монтажным петлям плит перекрытия и балкона.

Перегородки устраивают после возведения наружных и внутренних стен, монтажа ригелей, но до укладки панелей перекрытия. По назначению перегородки в жилых зданиях подразделяют на межкомнатные, межквартирные и для санитарно-кухонных узлов.

В зависимости от материала перегородки бывают: гипсовые, гипсошлаковые, из различных легких и ячеистых бетонов, кирпичные из пустотелых керамических и легкобетонных камней, деревянные, каркасные, обшитые гипсокар-

тонными листами, из древесно- и гипсоволокнистых плит и др.

По способу возведения перегородки делят на сборные (монтируемые из элементов заводского или построечного изготовления) или устраивают их из мелкоштучных материалов (плит, камней, кирпича и т. п.) непосредственно на месте.

Перегородки из гипсобетонных панелей в зависимости от назначения и требуемой звукоизолирующей способности делают следующих типов:

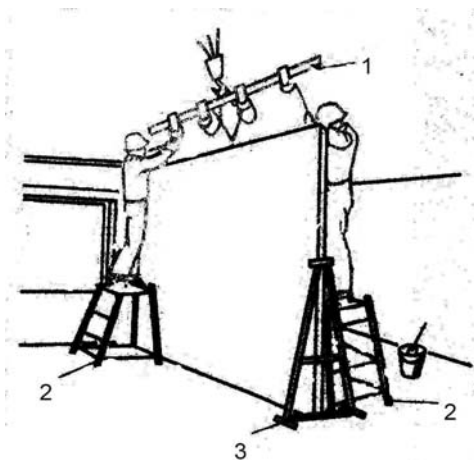
- одинарные (межкомнатные) толщиной 80–100 мм со звукоизолирующей способностью 40 дБ;

- двойные (межквартирные), состоящие из двух панелей толщиной 80–100 мм с воздушным промежутком между ними в 50 мм со звукоизолирующей способностью 48 дБ;

- одинарные или двойные общей толщиной от 120 до 160 мм со звукоизолирующей способностью 44 дБ (в общественных зданиях).

Перегородки из гипсобетонных панелей монтируют краном. Монтаж начинают с разметки мест их установки. Положение панелей фиксируют рисками на стенах и других конструкциях, к которым будут крепить перегородки. Гипсобетонную панель устанавливают на растворную постель, покрытую двумя слоями толя для изоляции панели. Прибивают гвоздями стальные скобы, заранее установленные на внутренней поверхности наружной стены. Затем точность установки панели выверяют и временно крепят перегородку со стороны торца стойкой или упорами (рис. 7.12). Окончательно закрепляют панель после укладки плит перекрытия.

Для устройства перегородок применяют также пазогребневые гипсовые или гипсобетонные плиты размером 800×400×(80 или 100 мм). Их устанавливают на гипсовом растворе. Вертикальные швы заливают гипсовым раствором.



**Рис. 7.12. Временное закрепление при монтаже панельных гипсобетонных перегородок:**

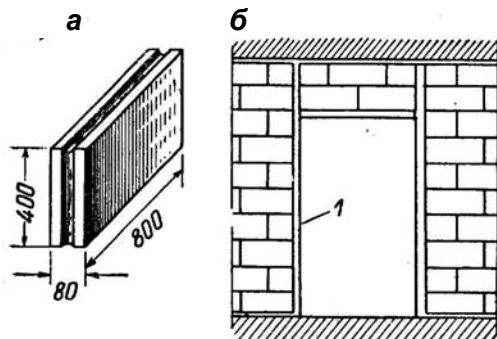
1 – траверса; 2 – монтажный столик; 3 – монтажная стойка

Однослойные перегородки высотой до 4,5 м возводят без каркаса, лишь в местах дверных проемов перегородка усиливается сквозными деревянными стойками (рис. 7.13). При большей высоте необходим каркас из деревянных брусков или перегородку устраивают из двух слоев плит.

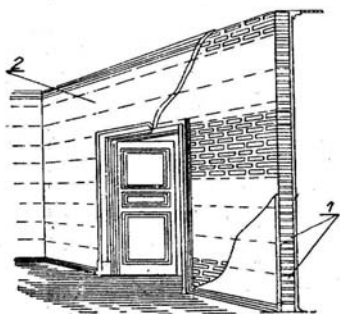
Перегородки из гипсовых плит не разрешается применять в помещениях с избыточной влажностью, так как при увлажнении гипс теряет свою прочность.

**Рис. 7.13. Перегородки из гипсовых (гипсобетонных) плит:**

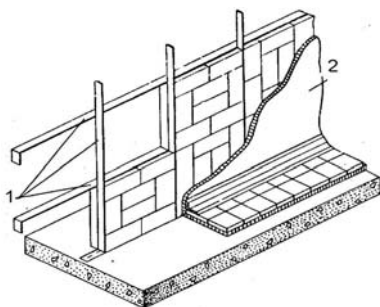
а – вид гипсового блока;  
б – фрагмент перегородки;  
1 – сквозная стойка дверного проема



Кирпичные перегородки имеют толщину 1/2 или 1/4 кирпича. Если их высота не более 3 м, а длина не более 5 м, выкладывают без армирования. В случае если размеры перегородки превышают указанные пределы, кладка армируется кладочной сеткой через каждые 6 рядов. Концы арматуры связываются с основными конструкциями здания (рис. 7.14).



**Рис. 7.14. Перегородки толщиной в 1/2 кирпича:**  
1 – армирование кладочными сетками; 2 – штукатурка



**Рис. 7.15. Перегородки толщиной в 1/4 кирпича:**  
1 – полосовая сталь;  
2 – штукатурка

Перегородки толщиной в 1/4 кирпича обязательно армируются не только горизонтальной, но и вертикальной арматурой из полосовой (сечение 1,5×25 мм) или круглой стали диаметром 4–6 мм (рис. 7.15). Арматура образует сетку с квадратными ячейками 525×525 мм. Концы арматуры загибают и крепят к полу, потолку и стенам.

При установке перегородок необходимо соблюдать следующие правила:

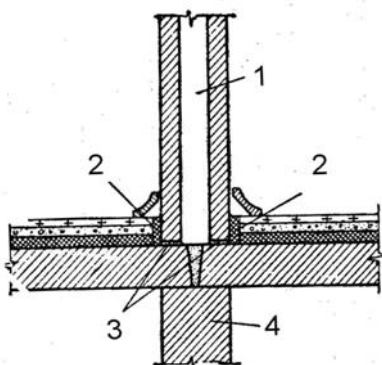
- перегородки нельзя устанавливать на чистые полы или лаги; их нужно опирать на балки или ригели, укрепляемые между балками, а при железобетонных перекрытиях (рис. 7.16) ставить на растворе непосредственно на бетон.



В местах примыкания пола к перегородкам необходимо прокладывать звукоизолирующие прослойки из упругого материала;

– если перегородки располагают поперек балок при наличии в конструкции перекрытия подпольного пространства, необходимо устраивать под низом перегородки по всей ее длине специальные вертикальные диафрагмы (заглушки) из бетона, кирпича или других плотных материалов толщиной не менее толщины перегородки с тщательной заделкой всех щелей;

– при сопряжении перегородок с капитальными стенами и между собой следует обеспечить плотность швов, для чего производят заделку зазоров раствором;



**Рис. 7.16. Установка перегородки на железобетонное перекрытие:**

1 – воздушная прослойка;  
2 – прокладка из упругого материала; 3 – раствор;  
4 – стена или прогон

– перегородки не следует доводить до потолка на 10–15 мм; зазор между потолком и перегородкой тщательно конопатят паклей, смоченной в растворе, или заполняют монтажной пеной и затем заделывают раствором с обеих сторон на глубину 20–30 мм. Эта мера обеспечивает звукоизоляцию от воздушного и материального переноса звука.

### **7.3.2. Организация каменных работ при возведении сборных каркасных и монолитных зданий**

С переходом к рыночной экономике в середине 1990-х гг. резко упала доля сборного железобетона в строительстве, из-за роста стоимости сырья и энергоносителей сократилось производство большинства строительных материалов. Ужесточились нормативные требования к теплозащите зданий. Поэтому практически исчезли каменные конструкции из сплошного кирпича.

Для большинства районов страны сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций по действующим нормативам должно находиться в пределах  $3\text{--}5,6 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$ . Например, для условий г. Москвы толщина стены должна быть не менее 3-х кирпичей. Поэтому чтобы добиться желаемого эффекта, стали применять многослойные конструкции наружных стен с использованием эффективных утеплителей в сочетании с новыми системами оконных и дверных заполнений.

В качестве утеплителей обычно используют жесткие минераловатные или пенополистирольные плиты толщиной 50–100 мм.

При устройстве эффективной кирпичной кладки наибольшее применение находят: из легких блоков (ячеистые, газобетоны и т. п.) с облицовкой из лицевого кирпича, трехслойные с металлическими связями; утепление бетонных стен эффективным утеплителем с облицовкой из лицевого кирпича.

При возведении стен из облегченной кладки соблюдают правила, изложенные в разделе 7.3.1.

В гражданском и жилищном строительстве, характеризующемся сравнительно небольшим фронтом работ, количество захваток может быть две. При большем числе захваток работы на каждой из них организуют аналогично двухзахватному методу.

При возведении здания из сборного железобетонного каркаса работы выполняют в такой последовательности. Группа рабочих комплексной бригады, состоящая из монтажников, сварщиков и такелажников, ведет монтаж сборных элементов на первой захватке в пределах одного этажа. В это время на второй захватке нижележащего этажа другая группа рабочих (каменщики, плотники, такелажники) выполняют кирпичную кладку стен. Закончив работу, эта группа переходит на первую захватку, подготовленную для нее монтажниками. Чтобы обеспечить поточность выполнения работ, продолжительность их на захватках должна быть одинаковой. Для обеспечения бесперебойной работы обеих групп рабочих используют два монтажных крана.

Во всех остальных случаях (одна захватка, разные продолжительности работ, один монтажный кран и т. п.) работу комплексной бригады следует организовывать в две или три смены с использованием одного монтажного крана, при этом монтаж сборных элементов, подачу раствора и кирпича производят одновременно с кирпичной кладкой, на разных участках фронта работ. Такая организация работы значительно сокращает сроки строительства, хотя и требует большего количества каменщиков.

Процесс кирпичной кладки состоит из нескольких рабочих процессов (установки подмостей, подачи материалов и укладки кирпича), которые одновременно на одном и том же рабочем месте выполнить невозможно. Для рациональной организации кладочных работ участок здания, отведенный бригаде каменщиков, разбивают на три захватки, примерно одинаковые по трудоемкости. Работу начинает звено, которое устанавливает подмости на первой захватке, после чего переходит на вторую захватку. В это время на первой захватке начинает работу звено такелажников, которое заготавливает материалы (кирпич, раствор) для каменщиков. Когда звено плотников перейдет на третью захватку, на второй приступит

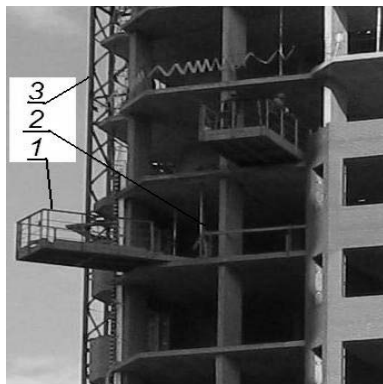
к работе звено такелажников, а на первой – звено каменщиков. В это же звено входят монтажники.

Заготовку кирпича производят после монтажа каркаса, но не до укладки плит перекрытий. Кирпич на поддонах раскладывают по всему фронту работ.

Подачу раствора для кирпичной кладки производят на выносные грузовые площадки (рис. 7.17). На эти же переставные выносные площадки могут подавать и кирпич, если его заранее не заготовили. Раствор и кирпич с помощью тачек (желательно на пневмоколесном ходу) с грузовой площадки доставляют к месту кладки кирпичных конструкций.

Кладку стен ведут с перекрытия по общепринятым правилам. При устройстве кирпичных наружных и внутренних стен в зданиях, возводимых в монолитном бетоне, кирпичную кладку начинают, как правило, с отставанием от монолитных работ на 4–5 этажей (для набора проектной прочности бетоном перекрытий). Как правило, на 2–3-х нижележащих этажах остаются стойки, подпирающие вышележащие перекрытия.

Подача материалов для кладки осуществляется башенным краном на выносные грузовые площадки, откуда их доставляют к месту производства каменных работ. Наибольшее распространение для возведения наружных стен в монолитном домостроении получили многослойные (на гибких связях) кирпичные кладки либо кладки из ячеистобетонных



**Рис. 7.17. Выносные грузовые площадки, установленные на строящемся жилом доме:**

- 1 – выносная грузовая площадка;
- 2 – распорные домкратные стойки;
- 3 – приставной башенный кран

мелких блоков с облицовкой из лицевого кирпича и оштукатуриванием внутренней поверхности. В III и IV климатических районах для достижения нормативного сопротивления теплопередачи кладка из легких мелких блоков может иметь дополнительную теплоизоляцию из эффективных утеплителей.

При кладке облегченных стен указанных конструкций необходимо обратить внимание на подоконные участки наружных стен, которые защищают от проникновения влаги путем выполнения двух-трех рядов сплошной кирпичной кладки и устройства водостойких отливов.

В монолитных зданиях наружные стены соединяют с колоннами или внутренними стенами гибкими связями, устанавливаемыми по высоте колонн (стен), которые обеспечивают устойчивость стен, а также передачу действующей на них ветровой нагрузки на колонны (стены).

Утепление и облицовка торцевых стен, не имеющих проемов монолитных зданий, производят либо с навесных лесов, либо со стоечных. Плиты утеплителя (пенополистирольные, жесткие минеральноватные) крепят к стене с помощью клея и анкерными соединениями. Наружный облицовочный слой из лицевого кирпича также крепится к стене с помощью связей и анкеров, защищенных от коррозии.

При производстве облегченной кладки с наружной облицовкой из лицевого кирпича необходимо соблюдать следующие правила:

1. Для компенсации температурно-влажностных деформаций должны выполняться вертикальные и горизонтальные деформационные швы. Отсутствие вертикальных деформационных швов приводит к образованию и раскрытию вертикальных трещин в лицевом слое из кирпичной кладки. Трещины возникают преимущественно на углах зданий и развиваются в течение длительного времени (рис. 7.19).

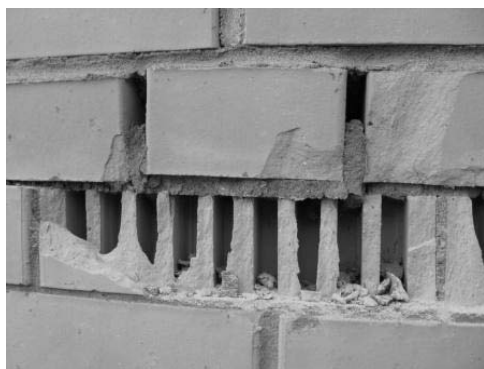


**Рис. 7.18. Деформация лицевого кирпича наружной стены жилого дома**



**Рис. 7.19. Вертикальная трещина в лицевом слое кладки трехслойной наружной стены из-за отсутствия вертикального деформационного шва**

2. Для компенсации разности вертикальных деформаций наружного и внутреннего слоев наружных стен, а также каркаса здания должны выполняться горизонтальные деформационные швы. Их отсутствие или некачественное исполнение приводит к разрушению лицевого слоя в уровне перекрытий (рис. 7.18; 7.20).



**Рис. 7.20. Разрушение кирпичей лицевого слоя наружной трехслойной стены в уровне перекрытия из-за отсутствия горизонтального деформационного шва**

3. Качественное выполнение крепления наружного слоя из кирпичной кладки к внутренним слоям (конструкциям здания). Распространенными ошибками при устройстве гибких связей являются:

- недостаточная стойкость к коррозии;
- излишняя податливость из плоскости стены;
- излишняя жесткость на сдвиг;
- неудовлетворительная анкеровка в кладку лицевого и внутреннего слоев;
- большое расстояние между связями.



**Рис. 7.21. Ремонт  
лицевого слоя  
кладки**

4. Утепляющий слой не должен иметь сквозных зазоров, вызванных некачественной укладкой утеплителя или свойствами самого материала – усадкой, проседанием в течение какого-то времени. Обратите внимание на то, что при возведении стены утеплитель устанавливают, как правило, в колодец между слоями кладки. При этом кладочный раствор попадает на дно колодца и может образовывать «мостики холода» толщиной в несколько сантиметров. В зимнее время наибольшей опасностью является попадание снега и образо-

вание льда на дне колодца, куда помещается утеплитель. Гидроизоляция кладки наружного слоя в деформационных горизонтальных швах должна выполняться качественно, не допуская увлажнения лицевого слоя. На рис. 7.21 приведен метод ремонта лицевого слоя кирпичной кладки.

## **7.4. ПРОИЗВОДСТВО КАМЕННЫХ РАБОТ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ**

### **7.4.1. Особенности возведения каменных конструкций при отрицательных температурах**

Каменные работы, выполняемые при отрицательных температурах наружного воздуха, требует соблюдения специальных правил, обеспечивающих прочность кладки в теплый период и устойчивость всего сооружения. В зависимости от вида кладки, назначения возводимых конструкций, климатических условий и действующих нагрузок каменные работы могут выполнять следующими способами:

- путем замораживания кладки;
- замораживанием с последующим искусственным полным или частичным оттаиванием кладки;
- замораживанием с применением растворов с химическими добавками;
- с использованием паро- или электропрогрева;
- обогревом в тепляках.

При кладке способом замораживания в соответствии с требованиями СНиП 3.03.01.-87 допускается замораживание раствора в швах кладки при ограничении высоты возведенной конструкции до 15 м (четыре этажа) с последующим оттаиванием и твердением при потеплении или искусственном обогреве кладки нижних этажей. Не допускается применять этот метод при кладке конструкций внецентренно-сжатых со значительным эксцентриситетом; конструкций,

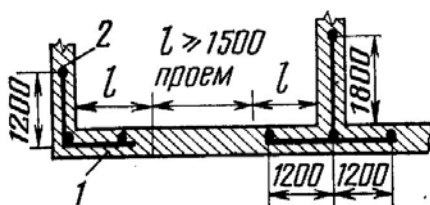


подвергающихся вибрации, динамическим нагрузкам во время оттаивания; при выполнении бутовой кладки из камней неправильной формы, а также в районах с повышенной сейсмичностью. Растворы для возведения конструкций должны содержать органические пластификаторы – микропенообразователи или иметь температуру на месте укладки не ниже 5, 10 и 15 °С при температуре воздуха в период производства работ соответственно до минус 10, минус 20 и ниже минус 20 °С и скорости ветра до 6 м/с. При скорости ветра более 6 м/с температура раствора должна быть увеличена на 5 °С. Для получения раствора заданной температуры следует нагревать, прежде всего воду или песок. Температура нагрева воды не должна превышать 80 °С, а песка – 60 °С. Оконные и дверные проемы в стенах должны иметь высоту больше, чем при кладке в летних условиях, на 5 мм при кладке из кирпича и на 3 мм при кладке из камней правильной формы.

После оттаивания раствора при положительных температурах воздуха он набирает определенную прочность, которая, однако, на 25–50 % ниже прочности раствора летних кладок. Снижение конечной прочности кладки, выполняемой способом замораживания, следует компенсировать повышением марки раствора: на одну ступень при среднесуточной температуре наружного воздуха до минус 20 °С, на две ступени – при температуре ниже минус 20 °С.

Для обеспечения устойчивости каменных конструкций в процессе оттаивания предусматривают конструктивные мероприятия: укладывают в процессе кладки в углах и пересечениях стен стальные связи (рис. 7.22), заанкеривают элементы перекрытий после возведения каждого этажа. За кладкой в период оттаивания устанавливают постоянное наблюдение, и когда потребуется, ставят временное крепление в виде стоек в проемах, обжимных обоям стен, подкосов, оттяжек и др. В многоэтажных зданиях временные стойки раз-

мешают не только на данном этаже, но и на всех нижележащих этажах.



**Рис. 7.22. Устройство  
угловых связей  
при производстве кладки  
в зимних условиях:**  
1 – металлические связи;  
2 – анкер

После оттаивания кладки временные крепления должны сохраняться не менее 10 дней. Результаты наблюдений заносят в журнал производства каменных работ.

Кладка, выполненная методом замораживания и подвергнутая последующему искусственному оттаиванию путем обогрева помещений, имеет значительно меньшую осадку и более высокую прочность и устойчивость в период весеннего оттаивания.

Кладку на растворах с противоморозными химическими добавками выполняют с соблюдением следующих требований:

- растворы для возведения неармированных подземных конструкций, а также стен и столбов нежилых зданий готовят с добавками хлористого кальция ( $\text{CaCl}_2$ ), хлористого натрия ( $\text{NaCl}$ ) в количестве 4–7 % от массы цемента;

- растворы для возведения кладки наземных конструкций, а также стен и столбов жилых зданий готовят с добавками нитрита натрия ( $\text{NaNO}_2$ ), поташа ( $\text{K}_2\text{CO}_3$ ), нитрата кальция с мочевиной (НKM). Не допускается применять поташ в количестве более 10 % от массы цемента при кладке из силикатного кирпича и камней марки ниже 100;

- не допускается выполнять кладку на растворах с химическими добавками при возведении стен зданий с относительной влажностью воздуха в помещениях в период экс-

плутации более 60 % или с температурой воздуха в период эксплуатации выше 40 °С, а также конструкций, расположенных в зоне переменного уровня воды или подвергающихся увлажнению в период эксплуатации.

Растворы с добавкой нитрита натрия 2–10 % от массы цемента могут твердеть на морозе от 0 до минус 15 °С, а при добавке поташа 5–15 % – до минус 30 °С. Однако при больших расходах этих добавок раствор быстро теряет подвижность и схватывается. Для замедления схватывания при приготовлении растворов вводят замедлители схватывания (например, СДБ в количестве 1–2,5 % от массы цемента). Марка раствора с противоморозными добавками должна быть не ниже М50.

Прогрев кладки применяют в том случае, когда нельзя осуществить способ замораживания, а применение противоморозных добавок не обеспечивает заданной проектом прочности конструкций, воспринимающих большие нагрузки (столбы, простенки и др.). Для прогрева кладки применяют электроэнергию (электропрогрев), пар (паропрогрев), подогретый воздух (воздухопрогрев), инфракрасные лучи (инфракрасный прогрев).

В последнее время (с начала 90-х гг. XX в. и первой четверти XXI века) прогрев кладки в практике отечественного строительства фактически не применяется.

#### **7.4.2. Особенности возведения каменных конструкций в жаркую и сухую погоду**

При возведении каменных конструкций в жаркую и сухую погоду (при температуре воздуха 30 °С и более и относительной влажности воздуха менее 50 %) должны выполняться следующие дополнительные требования:

– водопотребность растворов, приготовленных на шлакопортландцементе и пуццолановых портландцементе,

должна обеспечиваться путем увеличения количества воды в составе раствора и постоянного поддержания кладки в увлажненном состоянии в течение жаркого времени суток; для растворов, приготовленных на портландцементе, количество воды в составе растворов увеличивать не следует;

- водоудерживающую способность раствора устанавливают на месте производства работ один раз в смену для каждого состава раствора путем определения показателя водоудерживающей способности, величина которого должна быть не менее 75 % водоудерживающей способности, установленной в лабораторных условиях;

- расслаиваемость раствора, перевозимого неспециализированным транспортом на расстояние более 5 км, следует проверять не менее двух раз в смену непосредственно на строительной площадке; величина расслаиваемости должна быть не более  $25 \text{ см}^3$  для растворов с подвижностью 10–12 см осадки стандартного конуса (ОК) и не более  $40 \text{ см}^3$  для растворов с подвижностью 12–14 см;

- глиняный кирпич перед укладкой в конструкцию следует погружать в воду на время, необходимое для оптимального увлажнения, или обильно смачивать;

- при перерывах в работе верхний ряд кладки не прикрывают раствором. После перерывов перед продолжением работ кладку необходимо полить водой.

### **7.4.3. Требования, предъявляемые к каменным конструкциям, возводимым в сейсмических районах**

Надежность каменных конструкций зданий, строящихся в сейсмически активных районах, обеспечивается монолитностью кладки, которая определяется свойствами применяемых материалов и качеством заполнения раствором швов кладки.

Кладку из кирпича и керамических щелевых камней выполняют с соблюдением следующих дополнительных требований:

- кладку каменных конструкций следует выполнять на всю толщину конструкции в каждом ряду;

- горизонтальные, вертикальные поперечные и продольные швы кладки должны заполняться раствором полностью с подрезкой раствора на наружных сторонах кладки;

- кладку стен выполняют с применением однорядной (цепной) перевязки;

- временные (монтажные) разрывы в возводимой кладке оканчивают только наклонной штрабой и располагают вне мест конструктивного армирования стен.

Применение кирпича и керамических камней с большим содержанием солей, выступающих на их поверхностях, не допускается.

Поверхность кирпича, камня, блоков перед укладкой очищают от пыли и грязи.

Выполнение кирпичной и каменной кладки вручную при отрицательных температурах для самонесущих стен (в том числе армированных или, имеющих железобетонные включения) при сейсмичности 9 баллов и более запрещается.

При сейсмичности до 8 баллов допускают выполнение зимней кладки вручную, но с обязательным включением в раствор противоморозных добавок.

Для кладки несущих и самонесущих стен или заполнения каркаса применяют следующие изделия и материалы:

- кирпич полнотелый или пустотелый марки не ниже 75 с отверстиями размером до 14 мм; при расчетной сейсмичности 7 баллов возможно применение керамических камней марки не ниже 75;

- бетонные камни, сплошные и пустотелые блоки (в том числе из легкого бетона плотностью не менее  $1200 \text{ кг/м}^3$ ) марки 50 и выше;

– камни или блоки из ракушечников, известняков марки не менее 35 или туфов (кроме фельзитового) марки не ниже 50.

Штучную кладку стен выполняют, как правило, на смешанных растворах марки не ниже 25 в летних условиях и не ниже 50 – в зимних.

Для приготовления раствора применяют, как правило, портландцемент. Использование для приготовления полимерцементных растворов шлакопортландцемента и пуццоланового портландцемента не допускается.

Кладки в зависимости от их сопротивляемости сейсмическим воздействиям подразделяют на категории.

Категории определяют временным сопротивлением осевому растяжению по неперевязанным швам (нормальное сцепление), значения которого находятся в пределах:

– для кладки I категории –  $R_p^b \geq 180$  кПа ( $1,8$  кгс/см<sup>2</sup>);

– для кладки II категории –  $180$  кПа  $> R_p^b \geq 120$  кПа ( $1,2$  кгс/см<sup>2</sup>).

Кладка самонесущих стен в каркасных зданиях должна быть I или II категории и иметь гибкие связи с каркасом, не препятствующие горизонтальным смещениям каркаса вдоль стен.

В проекте производства каменных работ необходимо предусматривать специальные мероприятия по уходу за твердеющей кладкой, учитывающие климатические особенности района строительства.

Высота этажа здания с несущими стенами из кирпичной или каменной кладки, не усиленной армированием или железобетонными включениями, не должна превышать при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов соответственно 5, 4 и 3,5 м. При усилении кладки армированием или железобетонными включениями высоту этажа допускается принимать соответственно 6, 5 и 4,5 м. При этом отношение высоты этажа к толщине стены должно быть не более 12.

В сопряжениях стен в кладку укладывают арматурные сетки сечением продольной арматуры общей площадью не менее  $1 \text{ см}^2$ , длиной 1500 мм через 700 мм по высоте при расчетной сейсмичности 7–8 баллов и 500 мм – при 9 баллах.

Участки стен и столбы над чердачным перекрытием, имеющие высоту более 400 мм, обязательно армируют или усиливают монолитными железобетонными включениями, заанкеренными в антисейсмический пояс.

В стенах высотой более 12 м при сейсмичности 7 баллов, 9 м – 8 баллов, 6 м – 9 баллов предусматривают конструктивное вертикальное армирование. Вертикальную арматуру заанкеривают в железобетонных антисейсмических поясах.

По всей длине стены между вертикальными антисейсмическими швами в уровне плит покрытия и верха оконных проемов устраивают антисейсмические пояса, соединенные с каркасом здания. Их выполняют из монолитного бетона или сборными, замоноличенными с непрерывным армированием. Антисейсмические пояса связывают с кладкой вертикальными выпусками арматуры. Сборные железобетонные перемычки (или обвязочные балки), соединенные между собой и со всеми колоннами каркаса, играют роль антисейсмических поясов.

Антисейсмический пояс устраивают, как правило, на всю ширину стены. В наружных стенах толщиной более 500 мм ширина пояса может быть меньше на 100–150 мм. Высота пояса должна быть не менее 150 мм, марка бетона – не ниже В10 (15МПа).

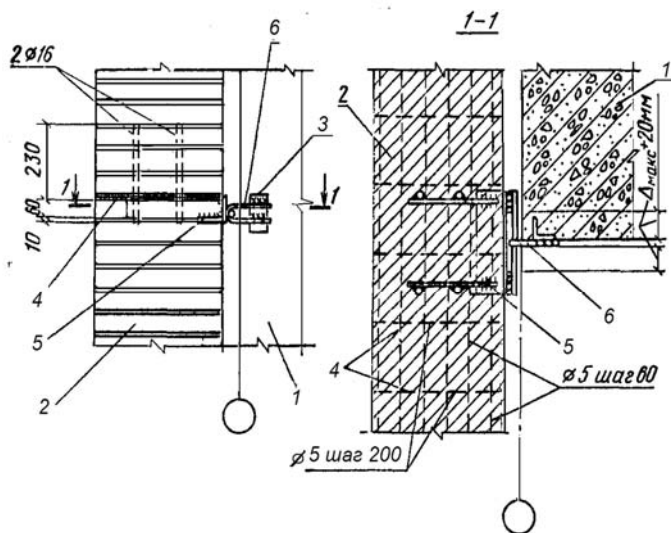
Антисейсмические пояса имеют продольную арматуру не менее 4 стержней диаметром 10 при сейсмичности 7–8 баллов и не менее 4 стержней диаметром 12 – при 9 баллах. Арматуру укладывают у боковых граней и связывают хомутами из гладкой арматуры диаметром 4–6 мм с шагом 250–400 мм.

При возведении зданий не допускается загрязнение раствором и строительным мусором ниш и разрывов в стенах, промежутков между плитами перекрытий и других мест, предназначенных для железобетонных включений, поясов и обвязок, а также расположенной в них арматуры.

Запрещается уменьшать ширину антисейсмических швов, указанную в проекте.

Перемычки устраивают, как правило, на всю толщину стены и заделывают в кладку на глубину не менее 350 мм. При ширине проема до 1,5 м заделка перемычек допускается на 250 мм.

Расстановку креплений стены к каркасу здания необходимо выполнять не более чем через 1,2 м.



**Рис. 7.23. Крепление самонесущих стен к колонне каркаса:**  
 1 – колонна; 2 – самонесущая кирпичная стена; 3 – закладное изделие в колонне; 4 – сварная сетка; 5 – закладное изделие в стене;  
 6 – стальные элементы крепления; Δ – максимальное перемещение каркаса вдоль стены



В горизонтальном шве кладки, расположенном выше креплений стен к каркасу, необходимо укладывать сварные сетки из холодноотянутой проволоки диаметром 3–5 мм с общей площадью сечения продольной арматуры не менее  $1,0 \text{ см}^2$ . Сетки пропускаются не менее чем на 500 мм в каждую сторону от креплений (рис. 7.23).

## ЛИТЕРАТУРА

---

1. Свод правил СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция. СНиП II-22-81\* Москва, 2012.
2. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81\* «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
3. СНиП II.01.07-85\* Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2011.
4. Справочник проектировщика. Каменные и армокаменные конструкции / Под ред. С.А. Семенцова, В.А. Камейко. – М.: Стройиздат, 1968.
5. *Поляков С.В.* Примеры расчета конструкций каменные и армокаменные конструкции. – М.: Госстройиздат, 1956.
6. *Попов Н.Н., Забегаев А.В.* Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высшая школа, 1989.
7. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий: Справочник проектировщика / Под ред. проф. П.Ф. Вахненко. – Киев: Будивельник, 1987.
8. Жилые и общественные здания: Краткий справочник инженера-конструктора: Справочник / Под ред. Ю.А. Дыховичного, 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991.
9. *Вахненко П.Ф.* Каменные и армокаменные конструкции. – Киев: Будивельник, 1990.

10. *Бедов А.И., Щепетьева Т.А.* Проектирование каменных и армокаменных конструкций. – М.: Изд-во АСВ, 2003.

11. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для строительных спец. вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин; под ред. В.М. Бондаренко. – 3-е изд., испр. – М.: Высшая школа, 2004.

## ОПИСАНИЕ И ПРОГРАММА КУРСА «КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

---

Дисциплина относится к вариативной части (дисциплина по выбору студентов) профессионального цикла БЗ профиля ПГС.

**Цель** – подготовить бакалавров по промышленному и гражданскому строительству широкого профиля, с углубленным изучением основ проектирования, изготовления, монтажа, усиления каменных конструкций зданий и сооружений.

В результате изучения дисциплины студент должен:

**Знать:**

- физико-механические свойства каменной кладки;
- особенности сопротивления каменных конструкций при различных напряженных состояниях;
- основы проектирования каменных и армокаменных элементов с назначением оптимальных размеров их сечений и армирования на основе принятой конструктивной схемы сооружения, комбинации действующих нагрузок;
- конструктивные особенности основных каменных конструкций промышленных и гражданских зданий и сооружений;
- принципы компоновки конструктивных схем зданий и сооружений из каменной кладки;
- конструкции стыков и соединений каменных элементов и их расчет;
- основную нормативную и техническую документацию по проектированию каменных конструкций;

– основные принципы организации возведения каменных конструкций зданий и сооружений.

**Будущий бакалавр должен уметь:**

пользуясь действующей нормативной, технической и справочной литературой, рассчитывать и конструировать основные каменные и армокаменные конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений, каменные конструкции с применением элементов САПР, усиление и восстановление этих конструкций, знать принципы применения ЭВМ, организовывать работу каменщиков на объектах.

**Владеть:** методами и аппаратом расчета и конструирования каменных конструкций с использованием полученных знаний о работе указанных конструкций.

### Темы и содержание лекций

- Материалы для каменных кладок и их физико-механические свойства:
  - камни: природные и искусственные, кирпич глиняный и силикатный, керамические камни, марки камней;
  - растворы: марки растворов;
  - методы определения прочности камней и растворов;
  - каменная кладка;
  - упруго-пластические свойства кладки;
  - модуль деформаций;
  - модуль упругости;
  - упругая характеристика кладки. Коэффициент продольного изгиба кладки.
- Виды каменных кладок.
- Напряженно-деформированное состояние камня и раствора при сжатии и растяжении.

- Факторы, влияющие на предел прочности кладки. Сцепление раствора с кирпичом и камнем.
- Расчетные сопротивления кладки.
- Расчет элементов каменных конструкций из неармированной кладки. Нормативные и расчетные сопротивления кладки. Учет длительного действия нагрузки. Расчет на центральное сжатие, на местное сжатие, внецентренное сжатие, на изгиб и растяжение, срез. Особенности расчета по деформации и трещиностойкости.
- Свойства армокаменных конструкций. Упругая характеристика каменной кладки.
- Расчет армокаменных конструкций с сетчатым армированием. Конструктивные требования. Определение процента армирования.
- Общие положения расчета каменных конструкций по методу предельных состояний.
- Проектирование каменных частей зданий. Расчет простенка и столба многоэтажного здания с жесткой конструктивной схемой. Нагрузки. Расчетная схема. Расчетные сечения. Расчет фундаментов и подвальных стен. Расчет поперечных стен.
- Основы организации работ возведения каменных конструкций зданий и сооружений.

### **Сведения об авторах курса**

***Манаева Маргарита Михайловна***, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных конструкций и сооружений.

***Николенко Юрий Васильевич***, кандидат технических наук, старший научный сотрудник, доцент кафедры промышленного и гражданского строительства.

## **Темы практических занятий**

Расчет и конструирование каменных конструкций при центральном сжатии.

Расчет и конструирование каменных конструкций при внецентренном сжатии.

Расчет и конструирование каменных конструкций при местном сжатии.

Расчет и конструирование каменных конструкций при растяжении.

Расчет и конструирование армокаменных конструкций.

Расчет и конструирование каменных частей зданий.

## **Основная литература**

1. Свод правил СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция. СНиП II-22-81\* Москва, 2012.

2. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II – 22 – 81). – Москва, 1989.

3. Бодов А.И., Щепетьева Т.А. Проектирование каменных и армокаменных конструкций. – М.: Изд-во АВС, 2003.

## **Дополнительная литература**

1. Вахненко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции. – Киев: Будивельник, 1990.

2. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для строит. спец. вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров и др. – М.: Высш. шк., 2004.

Учебное издание

**Маргарита Михайловна Манаева  
Юрий Васильевич Николенко**

## **КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

*Учебное пособие*

Редактор *Ж.В. Медведева*  
Технический редактор *Н.А. Ясько*  
Компьютерная верстка *М.Н. Заикина*  
Дизайн обложки *М.В. Рогова*

Тематический план 2012 г., № 15



Подписано в печать 04.02.13 г. Формат 60×84/16. Печать офсетная.  
Усл. печ. л. 12,25. Тираж 100 экз. Заказ 657

---

Российский университет дружбы народов  
115419, ГСП-1, г. Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3

---

Типография РУДН  
115419, ГСП-1, г. Москва, ул. Орджоникидзе, д. 3, тел. 952-04-41



9 785209 043232