

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
Белорусский национальный технический университет

---

Межотраслевой институт повышения  
квалификации и переподготовки кадров  
по менеджменту и развитию персонала БНТУ

Факультет строительства и недвижимости

И. И. Неверович  
В. В. Бондарь

# КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Учебно-методическое пособие  
для слушателей образовательной программы переподготовки  
по специальности 1-70 02 71 «Промышленное  
и гражданское строительство»

Минск  
БНТУ  
2018

УДК 624.012.1/.2.04(075.9)  
ББК 38.51я7  
Н40

**Р е ц е н з е н т ы:**  
профессор кафедры «Архитектура и строительство» УО БГУТ,  
канд. техн. наук, доцент *А. А. Васильев*;  
зам. директора МИПКиПК БНТУ, канд. техн. наук,  
доцент *Н. Л. Нестеренко*

**Неверович, И. И.**

Н40 Каменные и армокаменные конструкции : учебно-методическое пособие для слушателей образовательной программы переподготовки по специальности 1-70 02 71 «Промышленное и гражданское строительство» / И. И. Неверович, В. В. Бондарь. – Минск: БНТУ, 2018. – 95 с.  
ISBN 978-985-583-261-5.

Учебно-методическое пособие разработано в соответствии с учебным планом образовательной программы переподготовки слушателей по специальности 1-70 02 71 «Промышленное и гражданское строительство».

В учебно-методическом пособии представлена теория сопротивления каменных и армокаменных конструкций, изложенная в соответствии с деформационной моделью, принятой в качестве базовой в новых нормах Республики Беларусь ТКП 45-5.02-308-2017 «Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования».

Учебно-методическое пособие предназначено для студентов строительных специальностей высших учебных заведений и учебных заведений дополнительного образования взрослых, аспирантов, инженеров-проектировщиков.

УДК 624.012.1/.2.04(075.9)  
ББК 38.51я7

ISBN 978-985-583-261-5

© Неверович И. И., Бондарь В. В., 2018  
© Белорусский национальный  
технический университет, 2018

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие.....	4
Термины и определения .....	5
1. Материалы для каменных и армокаменных конструкций.....	10
2. Прочностные характеристики каменной кладки .....	26
3. Деформационные показатели каменной кладки .....	37
4. Основы расчета каменных конструкций по методу предельных состояний .....	40
5. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций по несущей способности.....	47
5.1. Вертикально нагруженные стены.....	47
5.2. Проверка предельного состояния несущей способности стены при действии сосредоточенной нагрузки .....	53
5.3. Изгибаемые элементы каменных конструкций .....	55
5.3.1. Балки из армированной каменной кладки .....	55
5.3.2. Вертикально нагруженные балки-стенки из каменной кладки .....	56
5.3.3. Элементы конструкций из армированной каменной кладки с полками.....	58
5.3.4. Стены из каменной кладки при действии нагрузки, перпендикулярной их поверхности.....	59
5.4. Стены из каменной кладки, работающие на срез / сдвиг .....	63
5.4.1. Стены из неармированной каменной кладки при действии поперечной силы .....	65
5.4.2. Элементы конструкции из армированной каменной кладки при действии поперечной силы .....	66
5.5. Расчет сжатых столбов и простенков, армированных в горизонтальных швах кладки.....	68
6. Расчет каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности .....	70
7. Конструктивные требования.....	72
8. Долговечность каменных и армокаменных конструкций.....	87
Список использованных источников .....	90
Приложения .....	92
Приложение А .....	92
Приложение В.....	94

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Раздел «Каменные и армокаменные конструкции» входит составной частью в курс «Железобетонные и каменные конструкции», читаемый для слушателей образовательной программы переподготовки по специальности «Промышленное и гражданское строительство». Каменные конструкции наряду с железобетонными конструкциями являются базой современного строительства. Они применяются при возведении гражданских и промышленных зданий, различных инженерных сооружений, которые нельзя правильно спроектировать, построить и успешно эксплуатировать без знания данной дисциплины.

Основная цель преподавания дисциплины заключается в том, чтобы научить слушателей проектировать технически и экономически обоснованные каменные конструкции зданий и сооружений, отвечающие требованиям безопасности, эксплуатационной пригодности, надежности и долговечности; дать слушателям практические навыки по расчету и проектированию каменных и армокаменных конструкций, использованию нормативной, справочной, научно-технической литературы; ознакомить с основными тенденциями развития и перспективами применения каменных конструкций в современном строительстве.

Следует отметить, что теория расчета каменных и армокаменных конструкций по методу предельных состояний и рекомендации по их проектированию были изложены в концентрированном виде в нормах проектирования [25], изданных в 1983 году, и развиты в Пособии к СНиП [24]. Теория и практика расчета и проектирования каменных конструкций была изложена в трудах Онищика Л. И. [22], Полякова С. В. [23], Вахненко П. Ф. [20], Гринева В. Д. [21] и других авторов.

Актуальность составления данного издания заключается в том, что с 01.01.2018 СНиП-II-22-81. «Каменные и армокаменные конструкции» отменен. Вместо него введен ТКП 45-5.02-308-2017. «Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования», основанный на Еврокоде-6. «Проектирование каменных конструкций». В данных документах подходы к расчету и проектированию каменных конструкций иные, чем в действующем до сих пор СНиПе. Поэтому подготовка учебно-методических материалов по изучению слушателями новых норм крайне актуальна.

Предлагаемый курс предназначен для слушателей переподготовки по специальности 1-70 02 71 «Промышленное и гражданское строительство».

## ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

### **Каменная кладка**

**Каменная кладка** – конструкция из кладочных изделий, уложенных в определенном порядке с применением кладочного раствора.

**Неармированная каменная кладка** – каменная кладка без армирования или с содержанием арматуры менее, чем установлено требованиями по проектированию конструкций из армированной каменной кладки.

**Армированная каменная кладка** – каменная кладка, в которой стержни или сетки заделываются в раствор или бетон для обеспечения совместной работы всех материалов конструкции при различных видах воздействий.

**Перевязка каменной кладки** – расположение кладочных изделий в регулярной последовательности по определенным правилам с целью обеспечения их совместной работы.

### **Прочность каменной кладки**

**Характеристическое значение прочности** – значение прочности каменной кладки, вероятность недостижения которого составляет 5 % при неограниченном количестве испытаний.

*Примечание.* Данное значение соответствует 5 %-му квантилю принятого статистического распределения серии испытаний определенного показателя материала или изделия. В отдельных случаях в качестве характеристического значения прочности применяют номинальное.

**Прочность при сжатии каменной кладки** – прочность каменной кладки при центральном сжатии, установленная без учета эффектов ограничения деформаций в плоскости плиты, через которую передается нагрузка на образец каменной кладки при испытаниях, а также без учета гибкости образца и эксцентриситета приложения нагрузки.

**Прочность при срезе (сдвиге) каменной кладки** – прочность каменной кладки при действии усилий среза (сдвига).

**Прочность на растяжение при изгибе каменной кладки** – прочность каменной кладки на растяжение при чистом изгибе (действии изгибающего момента).

**Прочность сцепления арматуры с бетоном** – прочность сцепления на единицу площади поверхности контакта между арматурой и бетоном или раствором при растягивающих или сжимающих воздействиях на арматуру.

**Прочность сцепления каменной кладки (адгезия)** – прочность каменной кладки при действии усилий растяжения или среза (сдвига) в плоскости контакта кладочного раствора и поверхности кладочного изделия.

### **Кладочные изделия**

**Кладочное изделие (изделие для каменной кладки)** – предварительно сформованное изделие, предназначенное для применения в каменной кладке.

**Группы кладочных изделий (1, 2)** – обозначение групп кладочных изделий по процентной доле и положению пустот в кладочном изделии после укладки.

**Опорная поверхность** – верхняя и нижняя поверхности кладочного изделия после его укладки в проектное положение.

**Желоб** – углубление, сформованное на одной или обеих опорных поверхностях кладочного изделия.

**Пустота** – сквозное или несквозное полое пространство, сформованное в кладочном изделии.

**Отверстие для захвата** – полое пространство, сформованное в кладочном изделии для его захвата и подъема одной или обеими руками или с помощью приспособления.

**Перегородка кладочного изделия (перегородка)** – сплошная стенка из материала кладочного изделия, расположенная между его пустотами.

**Наружная стенка кладочного изделия (наружная стенка)** – разделительная стенка из материала кладочного изделия между пустотами и его внешней поверхностью.

**Общая площадь (брутто)** – площадь поперечного сечения кладочного изделия без вычета площади пустот и выступающих частей.

**Прочность при сжатии кладочных изделий** – средняя прочность при сжатии установленного количества кладочных изделий.

**Приведенная (нормированная) прочность при сжатии кладочных изделий** – значение прочности при сжатии кладочного изделия, пересчитанное на прочность при сжатии эквивалентного кладочного изделия шириной 100 мм и высотой 100 мм в воздушно-сухом состоянии.

## **Раствор**

**Кладочный раствор** – строительный раствор, получаемый из смеси одно- или многокомпонентного неорганического вяжущего, заполнителей, воды и, при необходимости, добавок и/или наполнителей, предназначенный для выполнения горизонтальных, стыковых и продольных швов, а также для затирки и расшивки швов каменной кладки.

**Стандартный кладочный раствор** – кладочный раствор без специальных свойств.

**Тонкослойный кладочный раствор** – кладочный раствор заданного качества, крупность зерен которого не превышает 2 мм.

**Легкий кладочный раствор** – кладочный раствор заданного качества, плотность которого после затвердевания и в сухом состоянии не превышает 1300 кг/м<sup>3</sup> согласно СТБ EN 998-2.

**Кладочный раствор заданного качества** – кладочный раствор, состав и технология изготовления которого способствуют определению его конкретных свойств по заданному качеству.

**Кладочный раствор заданного состава** – кладочный раствор, приготовленный согласно заданному соотношению исходных компонентов, которое определяет его свойства (по заданному составу).

**Кладочный раствор заводского изготовления** – кладочный раствор, для приготовления которого дозирование и смешивание исходных компонентов производят в заводских условиях.

*Примечание.* В заводских условиях может быть приготовлен «сухой раствор», для применения которого требуется добавление воды, или «мокрый раствор», поставляемый в готовом для применения виде.

**Предварительно дозированный в заводских условиях кладочный раствор** – кладочный раствор, дозирование исходных компонентов для которого осуществляют в заводских условиях, с дальнейшей поставкой на строительную площадку, где их смешивают согласно инструкции в соответствии с требованиями и условиями изготовителя.

**Предварительно смешанный известково-песчаный кладочный раствор** – кладочный раствор, дозирование и смешивание исходных компонентов для которого осуществляют в заводских условиях, с дальнейшей поставкой на строительную площадку, где добавляют другие необходимые компоненты, указанные или предоставленные изготовителем.

**Стройплощадочный кладочный раствор** – кладочный раствор, дозирование и смешивание исходных компонентов для которого осуществляют непосредственно на строительной площадке.

**Прочность при сжатии кладочного раствора (марка кладочного раствора по прочности при сжатии)** – средняя прочность при сжатии установленного количества образцов раствора в возрасте 28 сут.

### **Бетон заполнения**

**Бетон заполнения** – бетонная смесь, применяемая для заполнения пустот в каменной кладке.

### **Армирование**

**Стальная арматура** – изделия из арматурной стали, предназначенные для восприятия растягивающих и сжимающих усилий в конструкциях из каменной кладки.

**Арматурная сетка (арматурное изделие) для армирования горизонтальных швов** – арматурное изделие, изготовленное посредством сваривания или переплетения арматурных проволок между собой либо просечкой и вытяжкой полосы с образованием рядов параллельных прорезей, укладываемое в горизонтальные растворные швы каменной кладки.

### **Вспомогательные изделия**

**Гидроизоляционный слой** – защитный слой из гидроизоляционного материала, кладочных изделий или других материалов, препятствующий проникновению влаги в каменную кладку.

**Анкерная связь каменной кладки** – вспомогательное изделие для каменной кладки (стальной стержень, арматурное изделие, изделие из полимерных материалов), предназначенное для соединения слоев двухслойной каменной кладки или одного слоя (в том числе облицовочного) с несущей стеной или каркасом.

**Крепежная полоса** – вспомогательное изделие для каменной кладки, предназначенное для скрепления строительных конструкций, например междуэтажных перекрытий или крыши, с каменной кладкой стен и воспринимающее усилия растяжения.

**Составная перемычка** – перемычка, состоящая из элемента заводского изготовления, дополняемого на строительной площадке конструктивным элементом каменной кладки с последующей совместной работой обоих конструктивных элементов.

### **Растворные швы**

**Горизонтальный шов** – растворный шов между опорными поверхностями кладочных изделий.

**Вертикальный шов** – растворный шов, перпендикулярный горизонтальному шву и поверхности стены.

**Продольный шов** – растворный шов, расположенный в пределах стены вертикально и параллельно поверхности стены.

**Тонкослойный шов** – шов, выполненный с применением тонкослойного кладочного раствора.

**Затирка швов** – обработка поверхности растворного шва в процессе выполнения каменной кладки.

**Расшивка швов** – последующее заполнение и поверхностная обработка открытых швов.

### **Виды стен**

**Несущая стена** – стена, воспринимающая нагрузки от собственного веса, а также другие постоянные и переменные нагрузки.

**Однослойная стена** – стена без промежуточного пространства или сквозного вертикального шва в ее плоскости.

**Двухслойная стена с воздушным зазором, с полным или частичным заполнением ненесущими теплоизоляционными материалами (двухслойная стена с воздушным зазором)** – стена, состоящая из двух параллельных однослойных стен, соединенных анкерными связями, установленными в растворных швах каменной кладки.

*Примечание.* Промежуточное пространство между стенами допускается не заполнять (двухслойная стена с воздушным зазором) или заполнять ненесущим теплоизоляционным материалом (двухслойная стена с теплоизоляционным вкладышем), или частично заполнять (двухслойная стена, выполненная колодцевой кладкой, с воздушным зазором и теплоизоляцией).



**Двухслойная стена без воздушного зазора** – стена, состоящая из двух параллельных слоев с вертикальным швом, соединенных анкерными связями, обеспечивающими совместную работу слоев под нагрузкой.

**Двухслойная стена с заполнением воздушного зазора бетоном или раствором** – стена, состоящая из двух параллельных слоев с промежуточным пространством, заполненным бетонной смесью или раствором, соединенных анкерными связями или арматурными сетками в горизонтальных швах, обеспечивающими совместную работу слоев под нагрузкой.

**Однослойная стена с облицовочным (декоративным) слоем** – кладка из облицовочных изделий, уложенных в перевязке с кладкой внутреннего слоя стены таким образом, чтобы обеспечивалась совместная работа слоев под нагрузкой.

**Двухслойная стена с облицовочным (декоративным) слоем** – двухслойная стена со слоем кладки из облицовочных изделий с креплением облицовочного слоя к несущему слою стены на гибких связях; при этом нагрузки, действующие на несущий слой стены, на облицовочный слой не передаются.

**Стена с полосовым заполнением кладочным раствором горизонтальных швов** – стена, в которой кладочные изделия укладывают не менее чем на две полосы кладочного раствора, при этом крайние полосы кладочного раствора наносят по внешним краям опорных поверхностей кладочных изделий.

**Стена, работающая на срез (сдвиг)** – стена, воспринимающая поперечные усилия, действующие в ее плоскости.

**Диафрагма жесткости** – стена или контрфорс, расположенные под прямым углом к другой стене и служащие для нее опорой при восприятии поперечных усилий или повышающие устойчивость при продольном изгибе.

**Ненесущая стена** – стена, воспринимающая нагрузки от собственного веса и горизонтальные нагрузки согласно ТКП EN 1991-1-1, удаление или смещение которой не окажет влияния на жесткость и устойчивость здания.

### **Другие термины**

**Борозда** – открытый канал в каменной кладке.

**Выемка** – углубление на поверхности стены.

**Раствор для заливки швов** – литьева смесь из цемента, песка и воды для заполнения небольших отверстий или промежутков.

**Деформационный шов** – шов, допускающий свободные горизонтальные и вертикальные перемещения в плоскости кладки.

**Установочная длина** – длина, устанавливаемая производителем элемента заводского изготовления, требуемая для анкерования арматурных стержней согласно СТБ EN 845-2.

## 1. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Для сооружения каменных конструкций применяют различные виды природных и искусственных кладочных изделий (камней), а также строительные растворы. Армокаменные конструкции содержат в себе еще и стальную арматуру.

К природным кладочным изделиям (камням) тяжелых пород относятся известняки, песчаники, граниты. Их используют для устройства фундаментов и облицовки. К природным камням легких пород относятся известняк-ракушечник, туф.

В настоящее время в строительстве широко применяют искусственные кладочные изделия (камни). К ним относятся: кирпич различных видов (глиняный обыкновенный полнотелый, пустотелый, силикатный и др.), камни керамические пустотелые, камни из тяжелого и легкого бетона (сплошные и пустотелые). Глиняный обыкновенный полнотелый кирпич применяют для кладки стен зданий и емкостных сооружений, столбов, колодцев, каналов и т. д. Следует отметить, что этот кирпич имеет сравнительно большую теплопроводность, поэтому толщина наружных стен при сплошной кладке определяется в большинстве случаев теплотехническими требованиями и получается весьма значительной. Несущая способность таких стен намного превышает требуемую, и кирпич как конструктивный материал используется не полностью. Стремление к более рациональному использованию материала привело к созданию облегченной и многослойной кладки стен зданий, а также к применению других более эффективных видов кирпича. Керамические и бетонные камни используют при возведении стен, перегородок, перекрытий, а бетонные камни, кроме того, – для кладки фундаментов и столбов.

Каменные материалы, применяемые для кладки, должны обладать необходимой прочностью, морозо- и водостойкостью.

Основной характеристикой каменных материалов и бетонов является их прочность, определяемая классами. Класс камня устанавливается по значению временного сопротивления (предел прочности) сжатию в МПа, а для кирпича также и по прочности на растяжение при изгибе. Класс бетона по прочности представляет собой предельное сопротивление на сжатие образца в МПа с обеспеченностью 0,95. Размеры и форму испытываемых для установления класса прочности материалов, а также методику их испытания устанавливают государственные стандарты. Если камни имеют различное строение в разных направлениях, то класс обозначает временное сопротивление в том направлении, в котором камень работает в кладке. Временное сопротивление пустотелых камней подсчитывается по площади брутто.

Морозостойкость камней, так же как и бетонов, в значительной степени определяет их долговечность. Она характеризуется марками, обозначающими количество циклов замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии, которое камни выдерживают без видимых повреждений и снижения проч-

ности. По морозостойкости имеются следующие марки камней и бетонов: F 10, 15, 25, 35, 60, 100, 150, 200 и 300.

Наружные стены целесообразно возводить из пустотелых керамических и бетонных камней и кирпича, облегченной кирпичной кладки с плитным утеплителем или засыпкой из пористых заполнителей, сплошных камней и блоков из бетона на пористых заполнителях или из поризованных и ячеистых бетонов. Применение сплошной кладки из полнотелого глиняного или силикатного кирпича для наружных стен помещений с сухим и нормальным влажностным режимом допускается только при необходимости обеспечения их прочности, то есть при большой этажности.

Применение силикатных кирпича, камней и блоков, камней и блоков из ячеистых бетонов, пустотелого кирпича и керамических камней, глиняного кирпича полусухого прессования для наружных стен помещений с влажным режимом допускается при условии нанесения на их внутренние поверхности пароизоляционного покрытия, а для стен помещений с мокрым режимом, а также для наружных стен подвалов и цоколей, не допускается.

#### **Требования к кладочным изделиям**

Систематизация кладочных изделий выполняется:

- по виду материала;
- по геометрическим параметрам (разделение на группы);
- по способу установления прочности при сжатии (категории I или II).

**По виду материала, из которого выполнены кладочные элементы, они подразделяются на:**

- керамические, в соответствии с требованиями стандартов [5, 7, 8, 10];
- силикатные, в соответствии с требованиями стандартов [6, 11];
- из бетона на плотных и пористых заполнителях, в соответствии с требованиями стандартов [1, 12];
- из автоклавного ячеистого бетона, в соответствии с требованиями стандартов [4, 13];
- из плотного бетона в соответствии с требованиями стандартов [1, 14];
- из натурального (природного) камня в соответствии с требованиями стандарта [15].

Например, производят такие виды керамических кладочных изделий в соответствии с СТБ EN и отечественным стандартом:

- кирпич LD: керамический кирпич с низкой плотностью брутто в сухом состоянии, применяемый в защищенной каменной кладке (рис. 1.1);

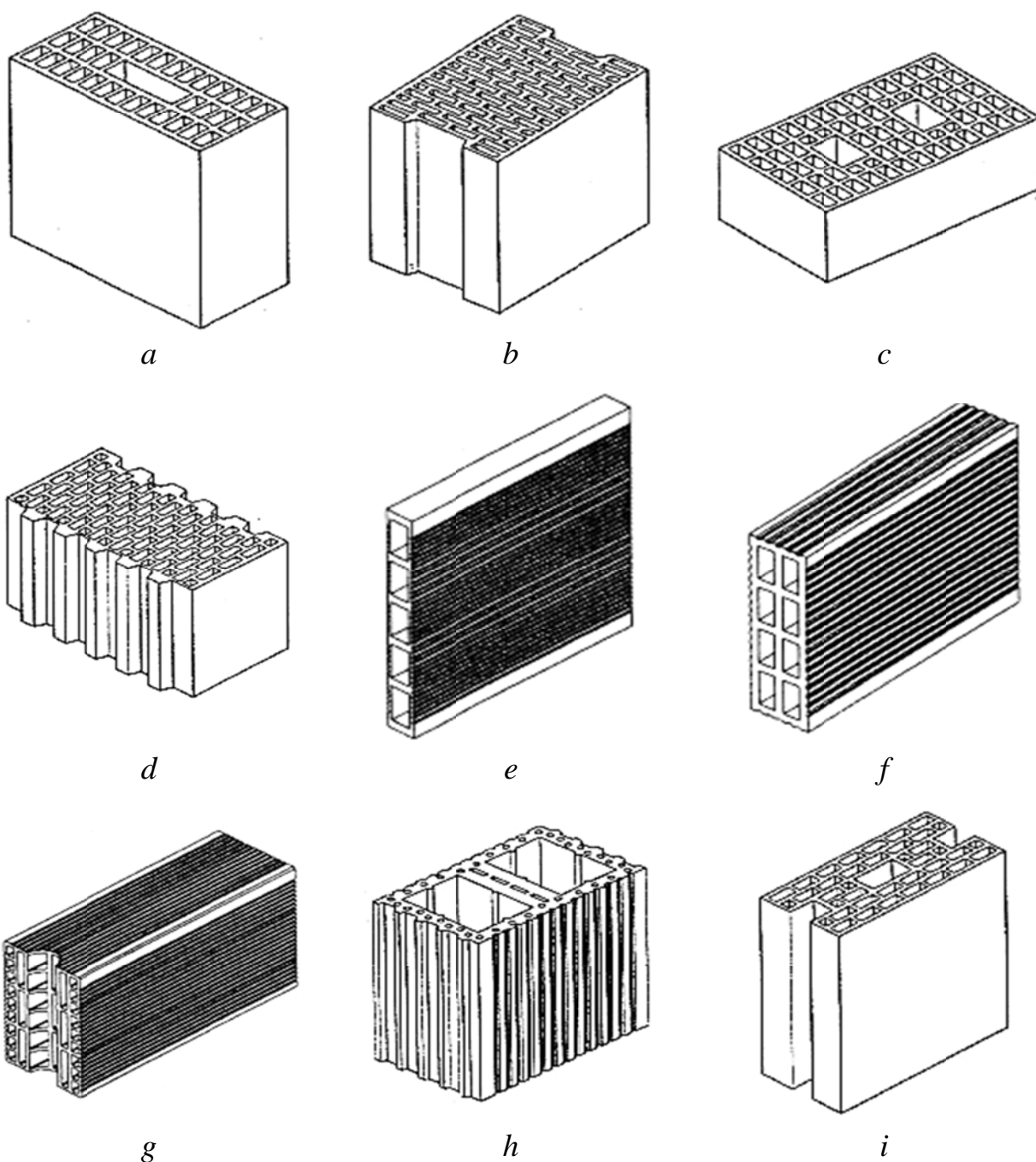


Рис. 1.1. Кирпич LD:

- a* – пустотелый кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями;
- b* – пустотелый кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями и раствором карманом;
- c* – пустотелый кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями и с отверстиями для захвата;
- d* – пустотелый кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями и пазогребневой системой;
- e* – пустотелый кирпич с горизонтальными перфорационными отверстиями (для перегородок);
- f* – пустотелый кирпич с горизонтальными перфорационными отверстиями и канавками для раствора;
- g* – пустотелый кирпич с горизонтальными перфорационными отверстиями и раствором карманом;
- h* – кирпич, заполняемый бетоном или раствором;
- i* – кирпич для изготовления стеновых панелей

– кирпич HD: керамический кирпич, применяемый в незащищенной каменной кладке, а также керамический кирпич с высокой плотностью брутто в сухом состоянии, применяемый в защищенной каменной кладке (рис. 1.2).

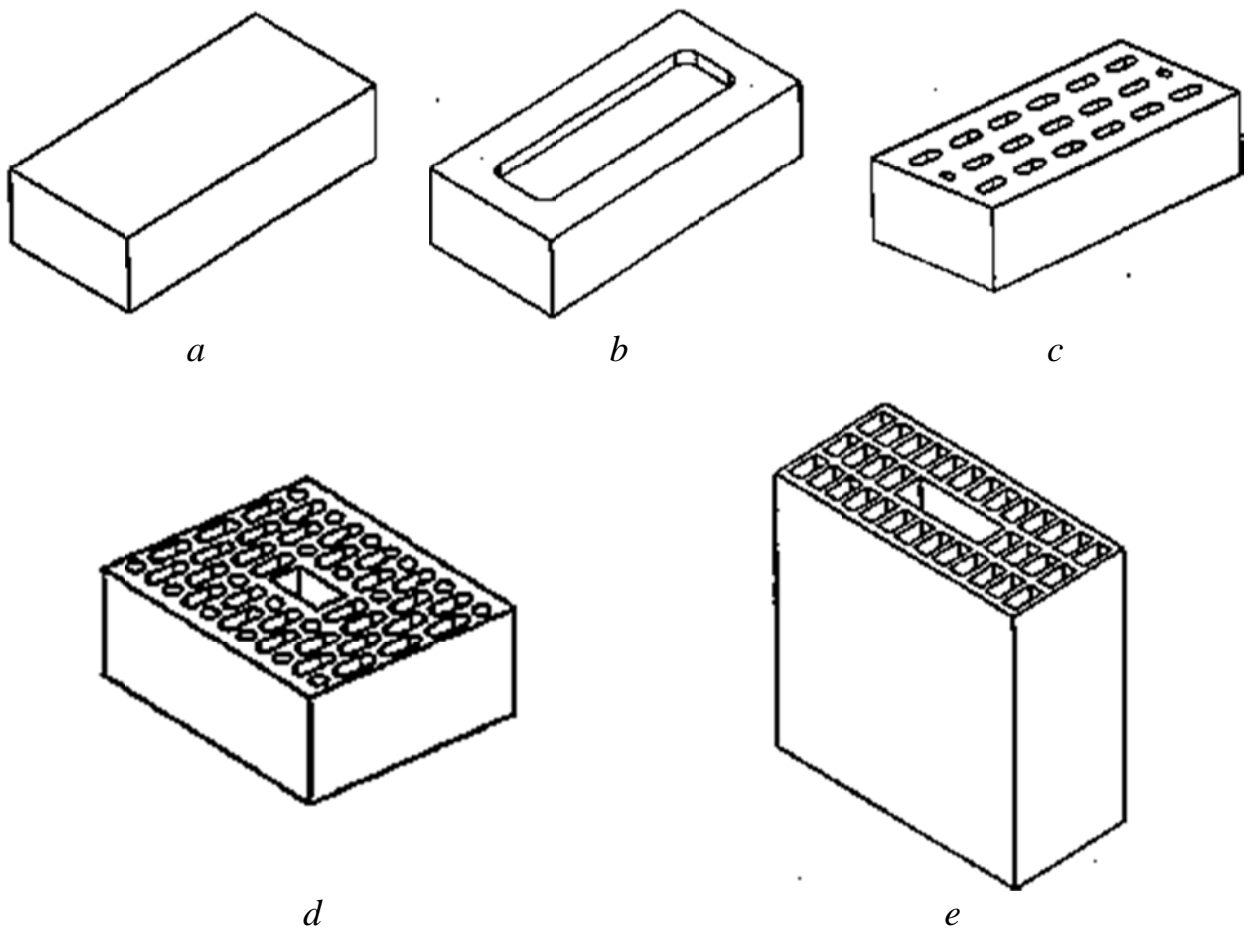


Рис. 1.2. Кирпич HD:  
*a* – полнотельный кирпич; *b* – кирпич с желобом; *c, d, e* – пустотный кирпич с вертикальными перфорационными отверстиями

Виды кирпича и камня, изготавливаемого в соответствии с требованиями отечественного стандарта [5] (рис. 1.3–1.7).

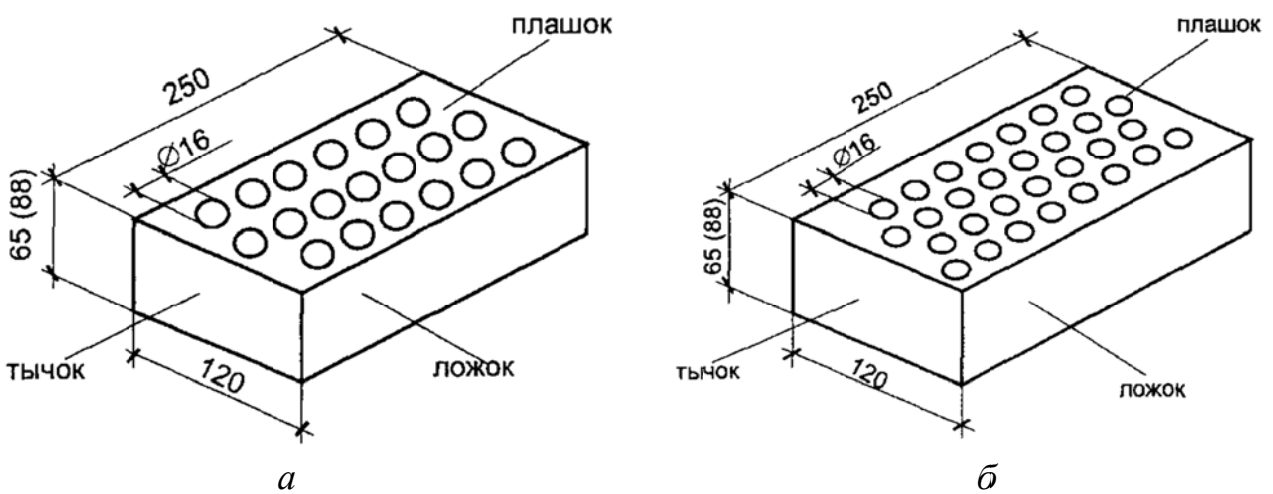


Рис 1.3. Кирпич с круглыми пустотами:  
*a* – кирпич с 19 пустотами (пустотность 13 %); *б* – кирпич с 32 пустотами (пустотность 22 %)

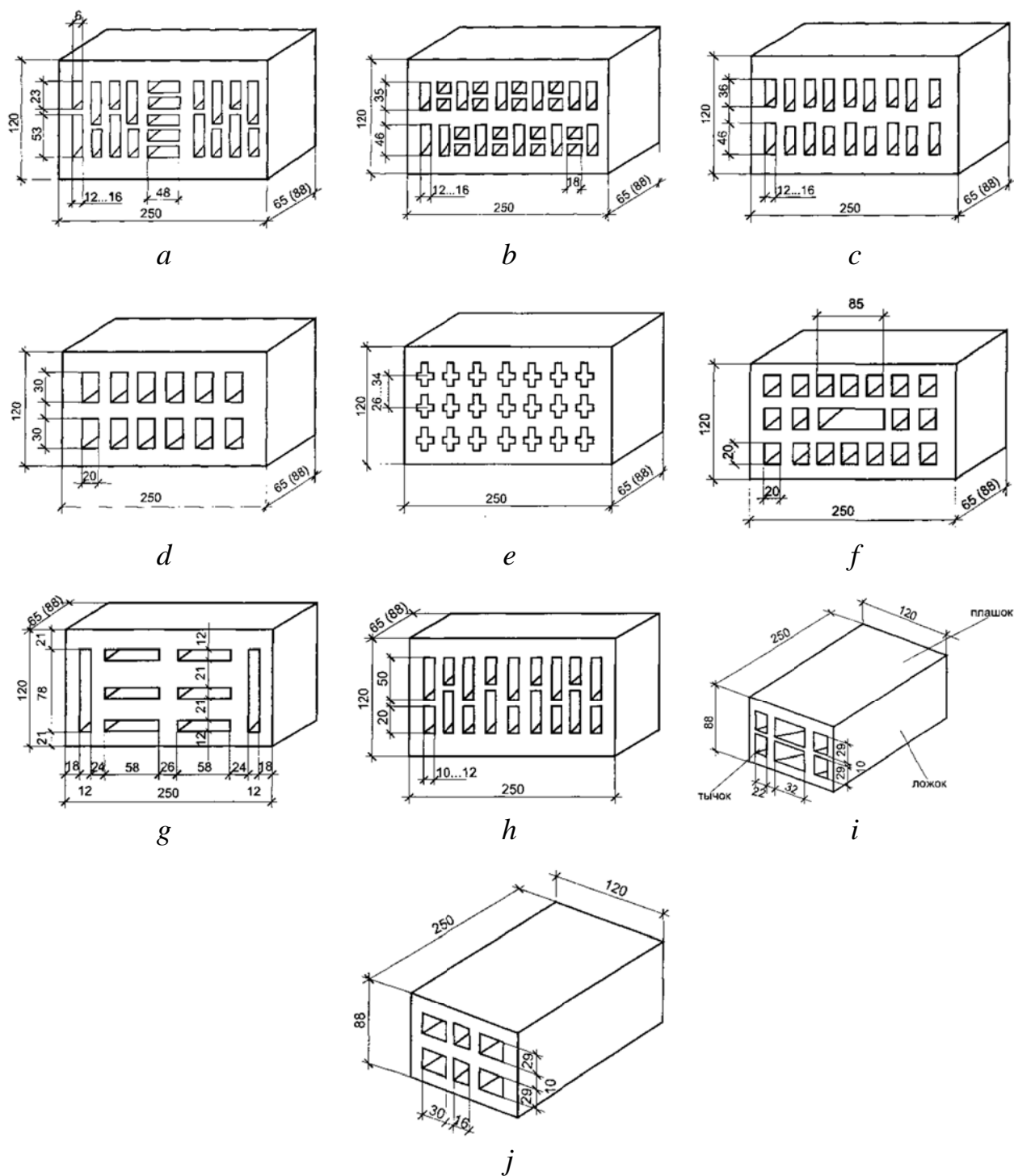


Рис. 1.4. Кирпич с пустотами квадратной, прямоугольной и неправильной формы:  
*a* – кирпич с 21 пустотой (пустотность 34 %, 45 %); *b* – кирпич с 28 пустотами (пустотность 32 %, 42 %); *c* – кирпич с 18 пустотами (пустотность 29 %, 38 %);  
*d* – кирпич с 12 пустотами (пустотность 24 %); *e* – кирпич с 21 пустотой (пустотность 32 %);  
*f* – кирпич с 19 пустотами (пустотность 33 %); *g* – кирпич с 8 пустотами (пустотность 20 %);  
*h* – кирпич с 18 пустотами (пустотность 21 %); *i* – кирпич с 6 горизонтальными пустотами;  
*j* – кирпич с 6 горизонтальными пустотами (вариант)

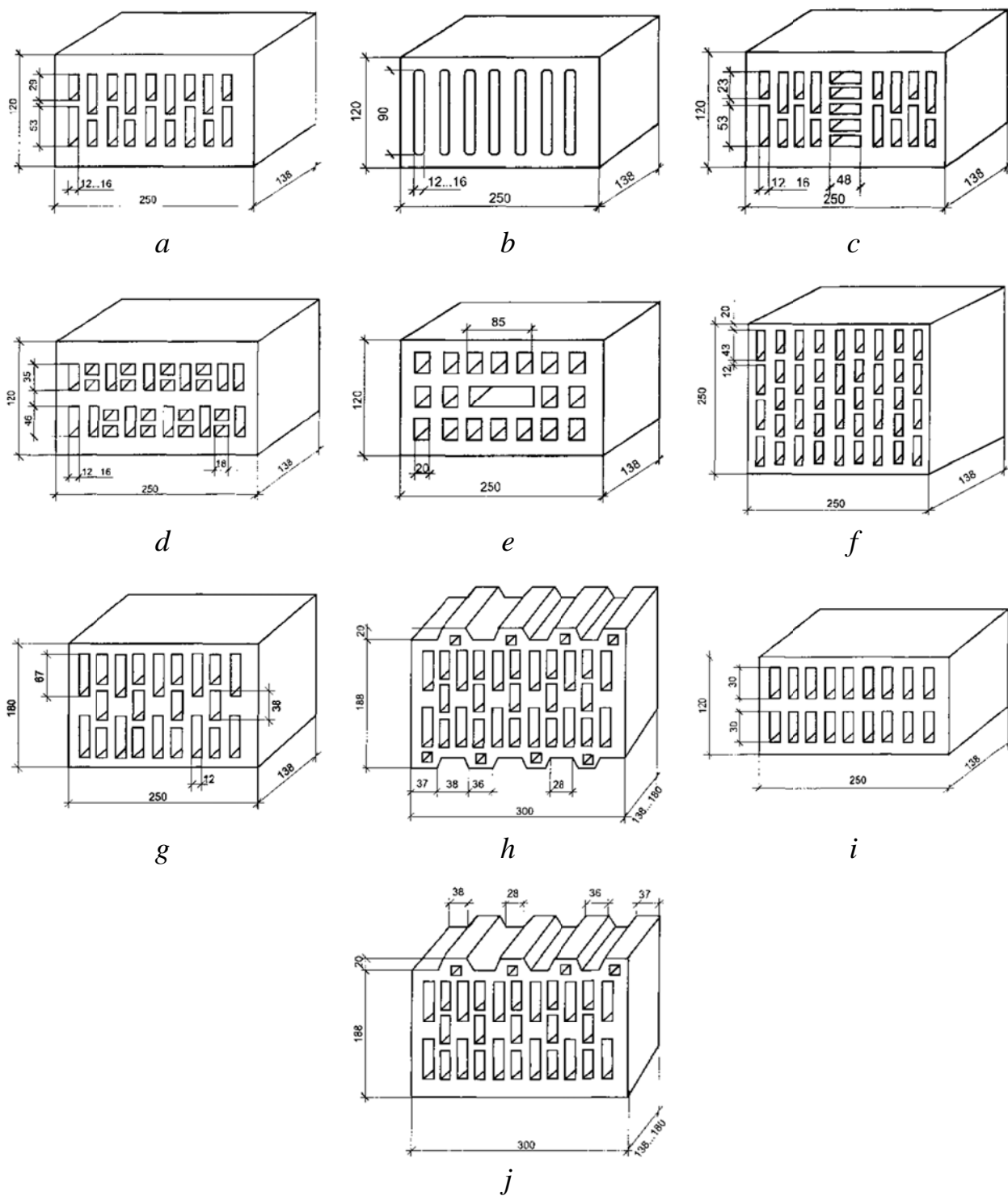


Рис. 1.5. Камни с пустотами квадратной, прямоугольной и неправильной формы:  
*a* – камень с 18 пустотами (пустотность 27 %, 36 %); *b* – камень с 7 пустотами (пустотность 25 %, 33 %); *c* – камень с 21 пустотами (пустотность 34 %, 45 %);  
*d* – камень с 28 пустотами (пустотность 24 %, 42 %);  
*e* – камень с 19 пустотами (пустотность 33 %);  
*f* – камень укрупненный с 40 пустотами (пустотность 40 %); *g* – камень с 22 пустотами (пустотность 30 %); *h* – камень с 35 пустотами (пустотность 32 %);  
*i* – камень с 18 пустотами (пустотность 18 %);  
*j* – камень доборный с 31 пустотой (пустотность 34 %)

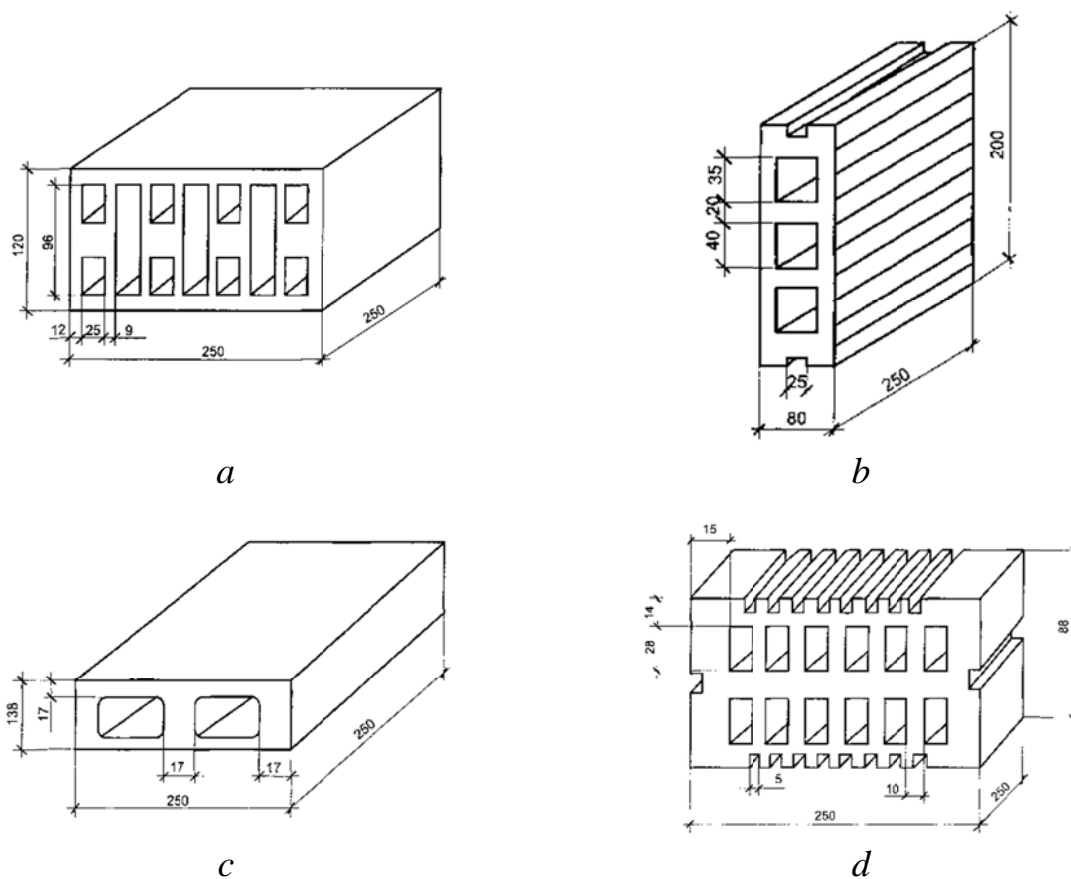


Рис. 1.6. Камни с горизонтальными пустотами:  
*a* – камень с 11 горизонтальными пустотами; *b* – камень с 3 горизонтальными пустотами;  
*c* – камень с 2 горизонтальными пустотами; *d* – камень с 12 горизонтальными пустотами

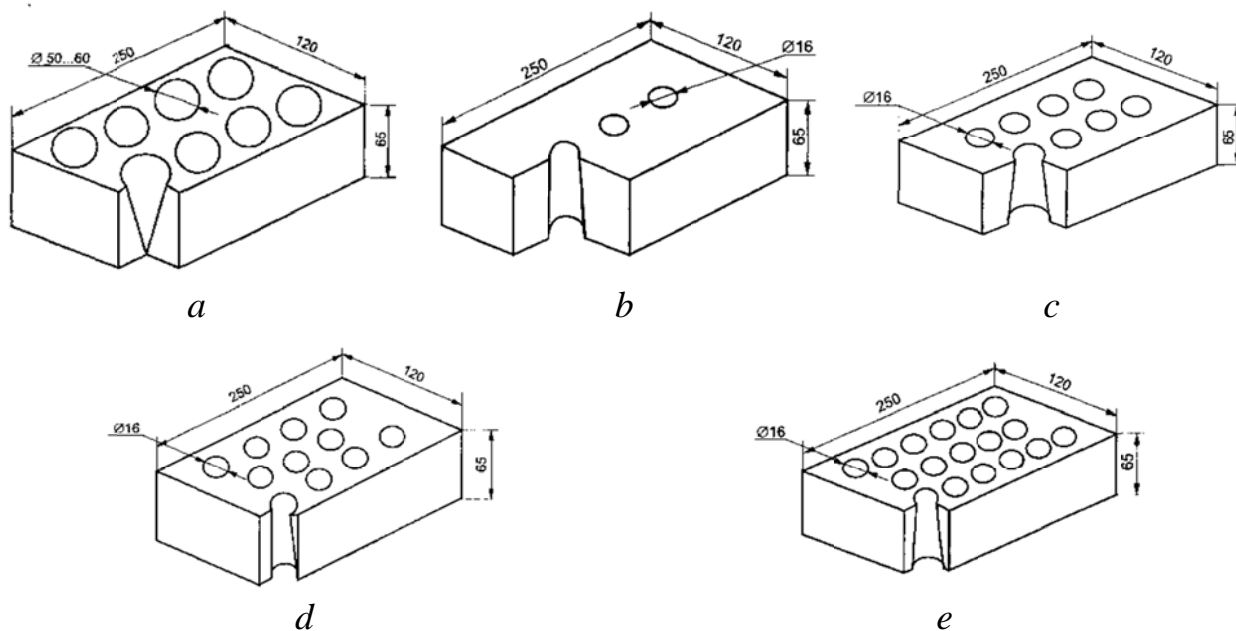


Рис. 1.7. Кирпич с отверстиями, получаемый методом полусухого прессования:  
*a* – кирпич с 8 несквозными отверстиями (пустотность 11 %); *b* – кирпич с 3 сквозными  
отверстиями (пустотность 2,25 %); *c* – кирпич с 8 сквозными отверстиями (пустотность 6 %);  
*d* – кирпич с 11 сквозными отверстиями (пустотность 8,2 %); *e* – кирпич с 17 сквозными  
отверстиями (пустотность 12,7 %)



Следует отметить, что из всего многообразия кладочных изделий наиболее известными и широко применяемыми в нашей стране являются следующие (с использованием терминологии, принятой в ранее действующей нормативной литературе):

- кирпич обыкновенный (одинарный) с размерами  $65 \times 125 \times 250$  мм (толщина  $\times$  ширина  $\times$  длина);
- кирпич утолщенный с размерами  $88 \times 120 \times 250$  мм;
- мелкоштучные камни (с наиболее употребляемой толщиной 138 и 188 мм).

Кирпич производится керамический и силикатный, полнотелый и пустотелый. Камни, как правило, выполняются пустотелыми. Пустоты в кладочных изделиях выполняются для снижения собственной массы и повышения тепло- и звукоизоляции изделия.

Керамические изделия изготавливаются с использованием глины и технологии обжига. Силикатные изделия изготавливаются с использованием извести в качестве вяжущего и твердением в автоклавах при повышенных давлении и температуре.

**По геометрическим параметрам кладочные элементы делятся на две группы.**

Критериями деления кладочных элементов на группы являются такие геометрические параметры, как:

- общий объем пустот к объему камня или блока;
- объем отдельной пустоты к объему камня или блока;
- толщина внутренних и внешних стенок;
- направление пустот относительно положения кладочного элемента.

В подробном виде указанная классификация представлена в табл. 1.1.

Таблица 1.1

Геометрические параметры для определения группы изделий для каменной кладки

Наименование параметра	Вид изделия и предельные значения показателей		
	группа 1 (все виды изделий)	вид изделий	группа 2
			вертикальные пустоты
Общий объем пустот, % от объема изделия	$\leq 25$	Керамические	$> 25; \leq 55$
		Силикатные	$> 25; \leq 55$
		Бетонные <sup>1)</sup>	$> 25; \leq 60$
Объем отдельных пустот, % от объема изделия	$\leq 12,5$	Керамические	Каждая из пустот $\leq 2$ ; отверстия для захвата (в общей сложности) до 12,5

Наименование параметра	Вид изделия и предельные значения показателей			
	группа 1 (все виды изделий)	вид изделий	группа 2	
			вертикальные пустоты	
Объем отдельных пустот, % от объема изделия	$\leq 12,5$	Силикатные	Каждая из пустот $\leq 15$ ; отверстия для захвата (в общей сложности) до 30	
		Бетонные <sup>1)</sup>	Каждая из пустот $\leq 30$ ; отверстия для захвата (в общей сложности) до 30	
Декларируемое значение толщины перегородок и наружных стенок, мм	Не нормируется		Перегородка	Наружная стена
		Керамические	$\geq 5$	$\geq 8$
		Силикатные	$\geq 5$	$\geq 10$
		Бетонные <sup>1)</sup>	$\geq 15$	$\geq 18$
Декларируемое значение суммарной толщины перегородок и наружных стенок <sup>2)</sup> , % от ширины изделия	Не нормируется	Керамические	$\geq 16$	
		Силикатные	$\geq 20$	
		Бетонные <sup>1)</sup>	$\geq 18$	
<sup>1)</sup> При наличии конических пустот или пустот, имеющих овальную или круглую форму сечения, применяют среднее значение толщины перегородок и наружных стенок. <sup>2)</sup> Суммарной толщиной перегородок и наружных стенок считается толщина перегородок и наружных стенок, измеренная горизонтально и суммированная в основном направлении. Измерения проводят в один этап и повторяют только в случае возникновения принципиальных изменений проектных размеров применяемых изделий.				

**По способу установления прочности при сжатии кладочные элементы делятся на две категории I и II.**

Согласно стандартам EN 771, к кладочным элементам категории I относятся кладочные элементы с декларируемой прочностью при сжатии, при этом вероятность того, что данное значение прочности не будет достигнуто, должна составлять не более 5 %. Декларируемая прочность при сжатии определяется при этом по характеристическому значению (с обеспеченностью 95 %).

К кладочным элементам категории II относятся кладочные элементы, в которых не достигается уровень надежности элементов категории I. Декларируемая прочность при сжатии определяется по среднему значению (с обеспеченностью 50 %).

В соответствии с нормами [18] различают среднюю, характеристическую и нормированную прочность кладочных элементов при сжатии:

– средняя прочность при сжатии – прочность, рассчитанная как средняя арифметическая по результатам испытаний;

– характеристическая прочность при сжатии – прочность, соответствующая 5 % квантилю прочности (с обеспеченностью 95 %);

– нормированная (приведенная) прочность при сжатии – прочность кладочных элементов, пересчитанная на прочность в воздушно-сухом состоянии равнозначного элемента шириной и высотой 100 мм.

Прочность каждого образца  $f_{Bi}$  определяется по формуле

$$f_{Bi} = \frac{F_{\max}}{A},$$

где  $F_{\max}$  – разрушающая нагрузка;

$A$  – площадь поперечного сечения образца брутто;

$i$  – порядковый номер образца в выборке ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ ).

Приведенная (нормированная) прочность на сжатие каждого кладочного элемента выборки  $f_{bi}$  определяется по формуле:

$$f_{bi} = f_{Bi} \cdot \delta \cdot \eta_w,$$

где  $\delta$  – коэффициент формы;

$\eta_w$  – коэффициент, учитывающий влажность кладочного элемента и условия его подготовки к испытаниям.

Нормированная (приведенная) прочность является эквивалентной прочности кладочного элемента шириной и высотой 100 мм в воздушно-сухом состоянии. За ширину кладочного элемента принимается меньший размер горизонтальной поверхности. Значения коэффициента  $\delta$  формы приведены в табл. 1.2.

Условия подготовки образцов к испытаниям в соответствии со стандартом СТБ EN 772-1-2008 принятые такие:

7.3.2 Подготовка в воздушно-влажностных условиях.

7.3.3 Подготовка в условиях тепловой обработки.

7.3.4 Подготовка к испытаниям при влажности 6 % по массе.

7.3.5 Подготовка выдерживанием образцов в воде.

Если прочность при сжатии кладочных изделий установлена в соответствии с действующим в нашей стране стандартом [1], то приведенную (нормированную) прочность при сжатии  $f_b$  определяют по формуле

$$f_b = f_{B,1} \cdot \delta \cdot \eta_B,$$

где  $f_{B,1}$  – прочность при сжатии кладочного изделия, определяемая в соответствии с [1];

$\eta_B$  – коэффициент, принимаемый равным 1,6 для полнотелого и 1,2 для пустотелого керамического и силикатного кирпича, для остальных кладочных изделий – 1,0;

$\delta$  – коэффициент формы в соответствии с [10] (табл. 1.2).

Таблица 1.2

Коэффициент  $\delta$  формы и перерасчета прочности при сжатии в нормативную прочность блоков в воздушно-влажностных условиях с учетом наименьших размеров испытанных блоков после подготовки поверхности

Высота <sup>1)</sup> , мм	Коэффициент $\delta$ формы и перерасчета, при ширине (длине), мм				
	50	100	150	200	$\geq 250$
4	0,80	0,70	–	–	–
50	0,85	0,75	0,70	–	–
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
$\geq 250$	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

<sup>1)</sup> Высота после подготовки поверхности

*Примечание.* Промежуточные значения коэффициента  $\delta$  формы и перерасчета допускается определять интерполяцией.

Разделение кладочных элементов на категории в зависимости от уровня контроля качества при производстве продукции имеет значение при установлении частного коэффициента безопасности кладки.

Для того чтобы установить значение декларируемой прочности при сжатии партии кладочных элементов, вычисляется средняя нормированная прочность на сжатие выборки кладочных элементов по формуле

$$\bar{f}_b = \frac{\sum f_{bi}}{n},$$

где  $n$  – количество кладочных элементов в выборке.

Если продукция декларируется как II категория кладочных элементов, то нормированная средняя прочность на сжатие партии кладочных элементов равна нормированной средней прочности на сжатие кладочных элементов выборки. Дополнительно контролируется, чтобы наименьшее значение результатов испытаний в выборке не было ниже 80 % прочности декларируемого значения.

При декларировании продукции I категорией определяется величина среднеквадратического отклонения (называемого часто стандартом) по формуле

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum \left( f_{bi} - \bar{f}_b \right)^2}.$$

На основании среднего значения нормированной прочности в выборке и среднего квадратичного отклонения с доверительной вероятностью 95 % устанавливается величина декларируемой характеристической прочности на сжатие партии кладочных элементов по формуле

$$f_b = \bar{f}_b - t \cdot s,$$

где  $t$  – число «стандартов», принимаемое равным 1,64 при  $n \geq 30$  (для получения обеспеченности 95 %).

В соответствии со стандартами серии EN 771 цифра класса прочности кладочного изделия означает нижнюю границу интервала значений (табл. 1.3).

Таблица 1.3

Определение нормированной прочности кладочных изделий при сжатии в зависимости от назначенного класса прочности

Класс прочности	2,5	5	7,5	10
Нормированная прочность при сжатии, МПа	2,5–4,9	5,0–7,4	7,5–9,9	10–14,9

### Требования к кладочным растворам

Раствор в кладке используется для:

- 1) создания единого монолита из отдельных кладочных изделий (камней);
- 2) равномерной загрузки отдельных камней, имеющих неровности;
- 3) уменьшения воздухо- и влагопроницаемости.

Кладочный раствор получают из смеси неорганического вяжущего заполнителя, воды и, при необходимости, добавок и наполнителей. В качестве вяжущего используют цемент, известь, гипс, глину, иные вяжущие.

Кладочные растворы подразделяются по:

- виду;
- способу установления состава;
- месту изготовления.

**По виду растворы подразделяются на:**

- растворы общего назначения (стандартные растворы);

– легкие растворы плотностью в воздушно-сухом состоянии не выше  $1300 \text{ кг/м}^3$ ;

– растворы для тонких швов (растворы с максимальным размером зерен заполнителя 2 мм).

Растворы общего назначения (стандартные растворы) и легкие растворы применяются для швов толщиной не менее 6 мм и не более 15 мм, а растворы для тонких швов – для швов толщиной не менее 0,5 мм и не более 3 мм.

**По способу установления состава кладочные растворы подразделяются на:**

– кладочные растворы, предписанные по рецептуре (заданного состава), прочность на сжатие которых определяется по заданным пропорциям составляющих;

– кладочные растворы заданного качества, состав и технологии изготовления которых изготовитель подбирает таким образом, чтобы достигались установленные свойства раствора (класс прочности раствора).

К растворам заданного качества относятся растворы общего назначения, легкие растворы и растворы для тонких швов.

**По месту приготовления растворы подразделяются на:**

– кладочные растворы заводского изготовления. К ним относятся кладочные растворы заданного состава и кладочные растворы заданного качества, приготовленные на заводе;

– кладочные растворы построечного изготовления. К ним относятся кладочные растворы заданного состава, приготовленные в условиях строительной площадки.

Для затвердевшего раствора устанавливаются требования к следующим свойствам:

- прочности при сжатии;
- прочности сцепления;
- водопоглощению;
- паропроницаемости;
- плотности в сухом состоянии;
- теплопроводности;
- горючести (для раствора с содержанием органических веществ  $>1 \%$ );
- долговечности.

Стандартный кладочный раствор представляет собой раствор заданного состава или раствор заданного качества.

Тонкослойные и легкие кладочные растворы должны представлять собой растворы заданного качества.

Прочность при сжатии кладочного раствора  $f_m$  определяют по результатам испытаний на сжатие половинок балочек размерами  $40 \times 40 \times 160 \text{ мм}$ , полученным после их испытаний на изгиб.

Растворы классифицируют по прочности при сжатии и обозначают буквой М, за которой следует указание прочности при сжатии, в ньютонах на миллиметр квадратный, например М5. Растворы заданного состава классифицируют по соотношению компонентов смеси, например:

цемент : известь : песок = 1:1:5 в соотношении по объему.

Схемы испытания образцов раствора на изгиб и на сжатие представлены на рис. 1.8–1.10.

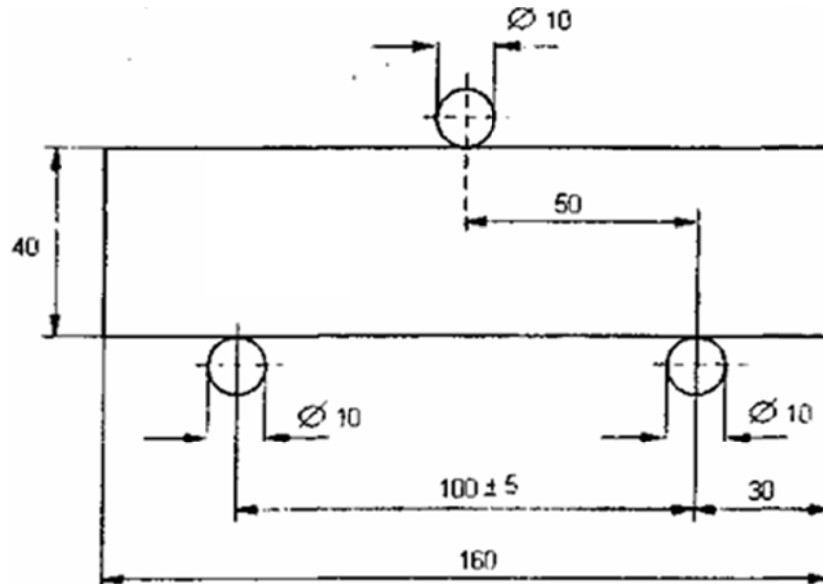


Рис. 1.8. Схема испытания образцов раствора на изгиб

### Пластинки для передачи нагрузки на половинки образцов-балочек

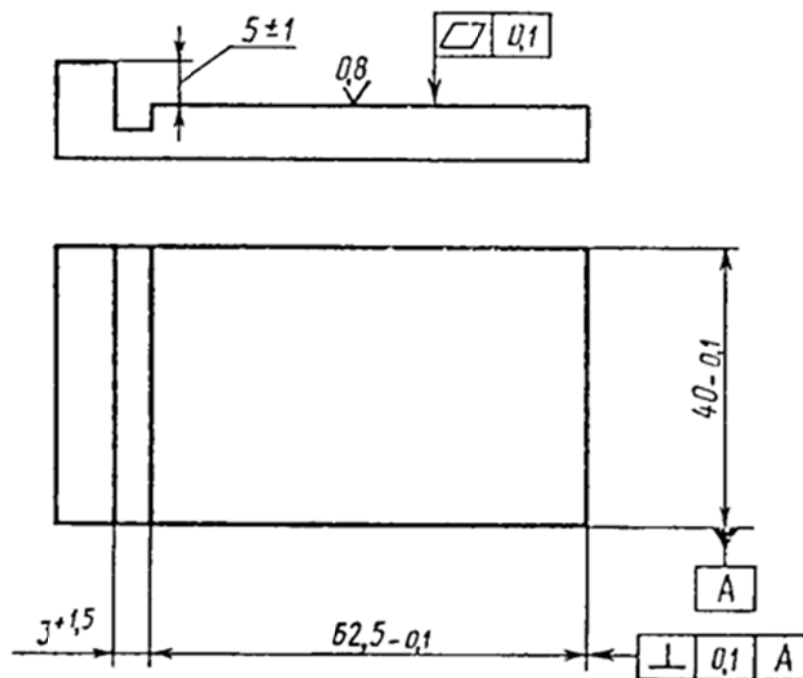


Рис. 1.9. Схема испытания образцов раствора на сжатие

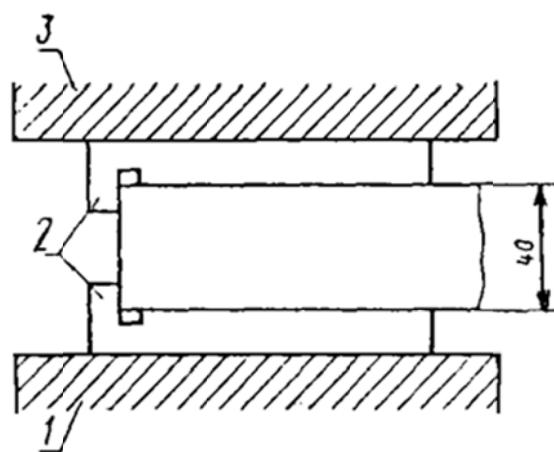


Рис. 1.10. Положение образца между нажимными пластинками при испытании на сжатие:  
1 – нижняя плита пресса; 2 – пластинки; 3 – верхняя плита пресса

В табл. 1.4 приведены классы растворов и соответствующие им значения прочности на сжатие. В табл. 1.5 приведены пропорции составляющих кладочных растворов, предписанных рецептурой Еврокодов.

Таблица 1.4

Классы растворов и соответствующие им значения прочности на сжатие

Классы растворов	Прочность на сжатие $f_m$ , МПа
M1	$\geq 1,0$
M2,5	$\geq 2,5$
M5	$\geq 5,0$
M10	$\geq 10,0$
M15	$\geq 15,0$
M20	$\geq 20,0$

Таблица 1.5

Пропорции составляющих кладочных растворов,  
предписанных по рецептуре

Класс раствора	Пропорции составляющих		
	цемент	известь	песок
M1	0	1–1,5	4–5
M1	1	1–2	6–9
M2,5	1	1	6
M5	1	0–0,5	3,0–4,5



Из таблиц следует, что для каменной кладки, выполняемой в соответствии с Еврокодом 6, применяются кладочные растворы прочностью на сжатие  $f_m$  не ниже 1 МПа. Применение кладочных растворов, предписанных по рецептуре, возможно только тогда, когда требуемая прочность раствора на сжатие  $f_m \leq 5$  МПа.

### **Требования к арматуре**

Армирование каменных конструкций может осуществляться:

- 1) в виде отдельных стержней, устанавливаемых горизонтально или вертикально в швах и штрабах каменной кладки;
- 2) в виде арматурных изделий (сеток), устанавливаемых в горизонтальных швах кладки;
- 3) в виде железобетонных вставок в сечении каменной кладки (комплексные конструкции).

На практике наибольшее применение нашло армирование по второму типу.

В качестве арматуры может применяться свариваемая гладкая арматура класса S240 и арматура периодического профиля класса S500. При проектировании конструкций из армированной каменной кладки показатели арматуры принимают в соответствии с нормами и стандартами по железобетонным конструкциям, в частности, в соответствии с прил. С норм [19]. Коэффициент линейного температурного расширения стали допускается принимать равным  $1,2 \times 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ . При этом арматурная сталь должна соответствовать требованиям стандарта [9].

Для армирования горизонтальных швов кладки используются арматурные изделия (сетки), которые должны соответствовать требованиям стандарта [17] и данным прил. В настоящего учебного пособия.

## 2. ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

Как показали опыты, камень и раствор в кладке находятся в условиях сложного напряженного состояния даже при равномерном распределении нагрузки по всему сечению сжатого элемента. Они одновременно подвержены внецентренному и местному сжатию, изгибу, срезу и растяжению (рис. 2.1). Это объясняется тем, что плотность и жесткость раствора по длине и ширине шва из-за различных факторов (неравномерность водоотдачи и усадки, неровное расстилание раствора каменщиком, наличие вертикальных швов и пустот) неоднородны. Основными причинами разрушения сжатого камня являются изгиб и растяжение. Вот почему качество кладки – полнота и равномерность заполнения швов, соблюдение рациональной их толщины (10–12 мм) и другие факторы – имеет существенное значение.

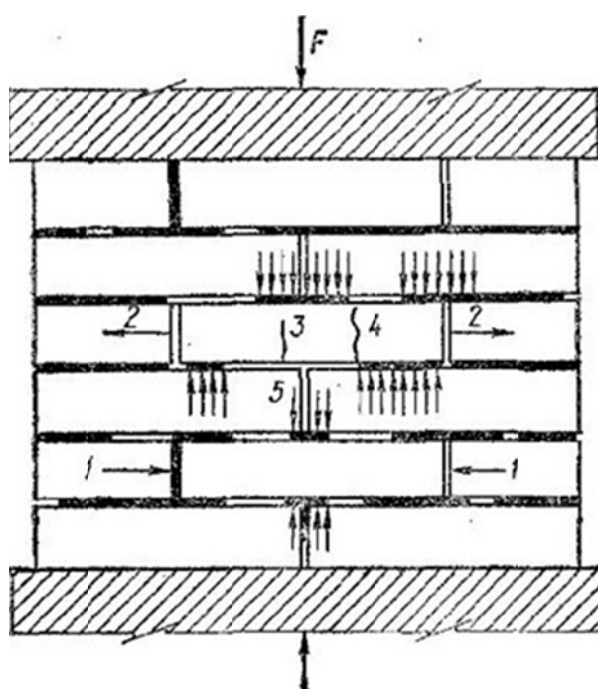


Рис. 2.1. Напряженное состояние камня в кладке:  
1 – сжатие; 2 – растяжение; 3 – изгиб; 4 – срез; 5 – местное сжатие

Повышение подвижности раствора способствует лучшему его расстиланию и более равномерному заполнению швов, а следовательно, приводит к увеличению прочности кладки. Однако, если повышение подвижности раствора достигается введением органических пластификаторов, то это приводит к снижению его плотности и повышению деформативности. Поэтому для предотвращения возникновения в камне больших горизонтальных усилий количество таких пластификаторов должно быть ограничено.

На прочность кладки оказывают влияние размеры и форма камней, способ перевязки швов, сцепление раствора с камнем и т. п.

В работе кирпичной (каменной) кладки на сжатие различают четыре стадии. Первая стадия (рис. 2.2, а) соответствует нормальной эксплуатации клад-

ки, когда усилия, возникающие в кладке под нагрузкой, не вызывают видимых ее повреждений. Переход кладки во вторую стадию работы характеризуется появлением небольших трещин в отдельных кирпичах (рис. 2.2, б). В этой стадии кладка еще несет нагрузку (значение ее составляет 60–80 % от разрушающей) и дальнейшего развития трещин при неизменной нагрузке не наблюдается. Но при увеличении нагрузки происходит возникновение и развитие новых трещин, которые соединяются между собой, пересекая значительную часть кладки в вертикальном направлении. Это третья стадия (рис. 2.2, в). При длительном действии нагрузки, соответствующей этой стадии, даже без дальнейшего ее увеличения будет постепенно (вследствие развития пластических деформаций) происходить дальнейшее развитие трещин, расслаивающих кладку на тонкие гибкие столбики. И третья стадия перейдет в четвертую – стадию разрушения от потери устойчивости расчлененной трещинами кладки (рис. 2.2, г).

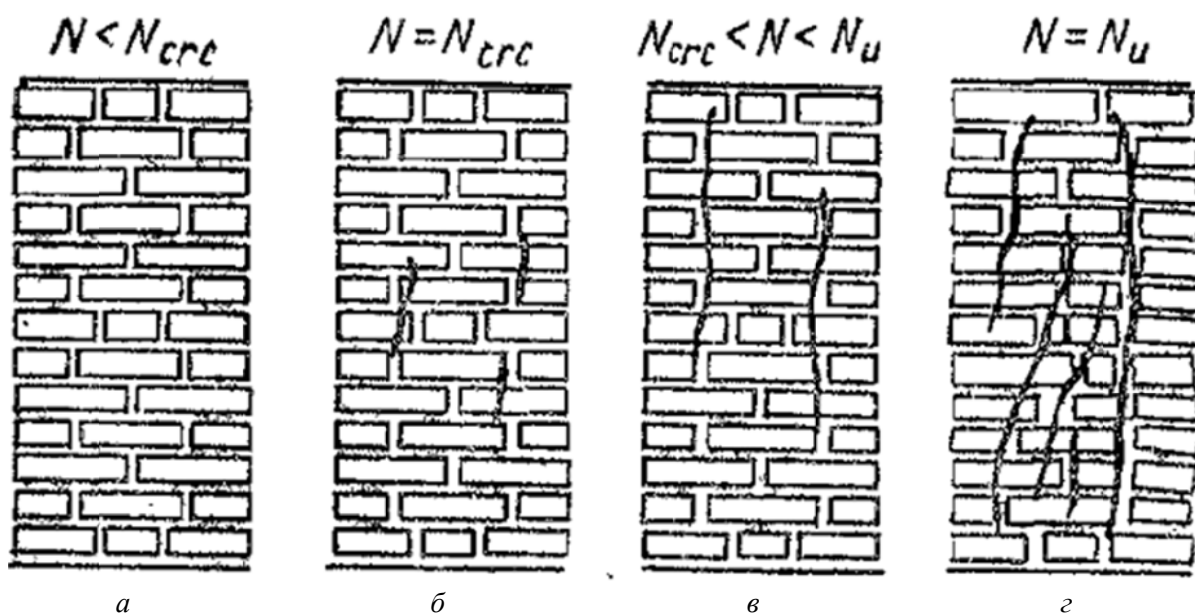


Рис. 2.2. Стадии работы кладки при сжатии:  
 а – первая; б – вторая; в – третья; г – четвертая (разрушение кладки)

Так как разрушение сжатой кладки происходит вследствие потери устойчивости образовавшихся после ее растрескивания гибких столбиков, то прочность кладки даже при очень прочном растворе всегда меньше прочности кирпича (камня) на сжатие. Теоретическая максимальная прочность кладки на растворе с пределом прочности  $f_m = \infty$  называется конструктивной прочностью кладки. Конструктивная прочность кладки равна пределу прочности камня на сжатие  $f_b$ , умноженному на конструктивный коэффициент  $A < 1$ . Фактическая прочность кладки значительно меньше конструктивной. Кроме класса прочности кирпича  $f_b$ , на значение прочности кладки оказывают влияние прочность раствора  $f_m$  и вид кладки.

Рост прочности кладки с увеличением прочности раствора затухает. Даже при  $f_m = \infty$  прочность кладки меньше  $f_b$ . Поэтому применение для обычных кладок растворов высоких классов (более 7,5) неэкономично.

Разрушение растянутой кладки может произойти по неперевязанному и перевязанному (рис. 2.3, *а*, *б*) сечению. При неперевязанном сечении кладка разрушается в большинстве случаев по плоскости соприкосновения камня и раствора в горизонтальных швах. При растяжении по перевязанному сечению кладка разрушается либо по раствору, либо по камням и раствору. Если предел прочности раствора при растяжении окажется меньше сцепления между камнем и раствором, кладка разрушается по раствору.

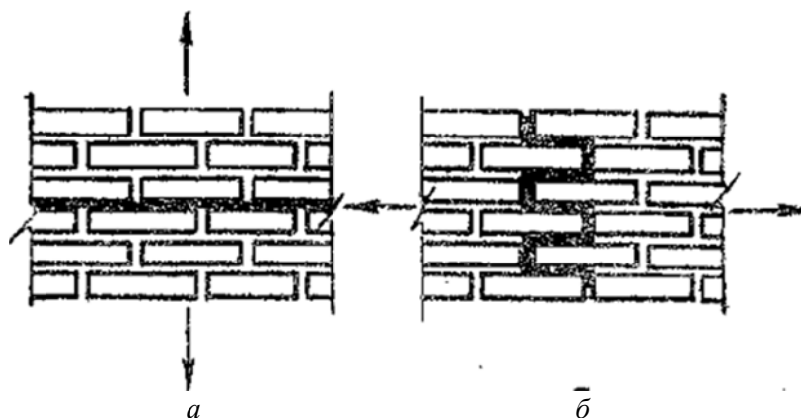


Рис. 2.3. Схема разрушения кладки при растяжении:  
*а* – разрушение по неперевязанному сечению; *б* – разрушение по перевязанному сечению

Центральное растяжение кладки по перевязанному сечению встречается в круглых резервуарах, силосах и других сооружениях, а растяжение по неперевязанному сечению – во внецентренно сжатых стенах и столбах.

В некоторых конструкциях каменная кладка подвергается срезу. Срез может произойти как по неперевязанному, так и по перевязанному сечению.

### Характеристическое значение прочности кладки при сжатии

Характеристическое значение прочности при сжатии каменной кладки без продольного шва определяют следующим образом:

– для каменной кладки на стандартном и легком кладочных растворах – по формуле

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}, \quad (2.1)$$

где  $K$  – коэффициент, принимаемый в соответствии с данными табл. 2.1;

$f_b$  – приведенная (нормированная) прочность при сжатии кладочного изделия в направлении нагрузки, МПа;

$f_m$  – прочность при сжатии кладочного раствора, МПа;

– для каменной кладки из кладочных изделий из ячеистого бетона автоклавного твердения на тонкослойном кладочном растворе – по формуле

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}. \quad (2.2)$$

Приведенная (нормированная) прочность при сжатии кладочного изделия  $f_b$  в формулах не должна превышать, МПа:

- для каменной кладки из кладочных изделий группы 1:  
выполненных на стандартном и легком кладочных растворах – 75;  
выполненных на тонкослойном кладочном растворе – 12,5;
- для каменной кладки из кладочных изделий группы 2 – 35.

Прочность при сжатии кладочного раствора  $f_m$  в формуле не должна превышать:

- для каменной кладки на стандартном кладочном растворе – 20 МПа или  $2f_b$  – при применении кладочных изделий группы 1 и  $f_b$  – при применении кладочных изделий группы 2;

- для каменной кладки на легком кладочном растворе – 10 МПа.

Для каменной кладки с продольным швом значение коэффициента  $K$  следует умножать на 0,8.

Таблица 2.1

Значения  $K$  для каменной кладки на стандартном, тонкослойном и легком кладочных растворах

Вид изделий		Кладочный раствор		
		стандартный	тонкослойный	легкий
Керамические	Группа 1	0,40	–	0,30
	Группа 2	0,35	–	0,25
Силикатные	Группа 1	0,40	–	–
	Группа 2	0,35	–	–
Из бетона на плотных и пористых заполнителях	Группа 1	0,55	–	0,45
	Группа 2	0,45	–	0,45
Из ячеистого бетона автоклавного твердения	Группа 1	0,55	0,7	–
Из плотного бетона	Группа 1	0,45	–	–
Из природного камня	Группа 1	0,45	–	–

Характеристические значения прочности каменной кладки при сжатии, определенные по формулам (2.1) и (2.2), приведены в таблицах 7.4–7.11 [18].

В качестве примера к определению характеристических значений прочности при сжатии каменной кладки из керамических изделий группы 1 приведена табл. 2.2.

**Характеристические значения прочности при сжатии каменной кладки  
из керамических изделий группы 1, МПа**

$f_b$	Стандартный кладочный раствор					Легкий кладочный раствор			
	M1	M2,5	M5	M10	M20	M1	M2,5	M5	M10
6	1,4	1,8	2,3	2,8	3,4	1,1	1,4	1,7	2,1
8	1,7	2,3	2,8	3,4	4,2	1,3	1,7	2,1	2,6
10	2,0	2,6	3,2	4,0	4,9	1,5	2,0	2,4	3,0
12	2,3	3,0	3,7	4,5	5,6	1,7	2,2	2,8	3,4
16	2,8	3,7	4,5	5,6	6,8	2,1	2,8	3,4	4,2
20	3,3	4,3	5,3	6,5	8,0	2,4	3,2	4,0	4,9
25	3,8	5,0	6,2	7,6	9,4	2,9	3,8	4,6	5,7
30	4,3	5,7	7,0	8,6	10,6	3,2	4,3	5,3	6,5
50	6,2	8,1	10,0	12,3	15,2	4,6	6,1	7,5	9,3

Характеристическое значение прочности при сжатии каменной кладки с полосовым заполнением горизонтальных швов допускается определять по тем же формулам при выполнении следующих условий:

- минимальная ширина каждой полосы кладочного раствора составляет 30 мм;
- толщина каменной кладки равна ширине или длине кладочных изделий, при этом по всей длине стены или ее частей отсутствуют продольные растворные швы;

- отношение  $g/t$  не менее 0,4, где  $g$  – общая ширина полос кладочного раствора;  $t$  – толщина стены каменной кладки;

- $K$  принимают по табл. 2.1 при  $g/t = 1,0$ .

При  $g/t = 0,4$  принимают  $0,5K$ ; для промежуточных значений допускается линейная интерполяция.

**Характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки**

Характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки  $f_{vk}$  допускается определять по формуле, если все швы считаются максимально заполненными:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d, \quad (2.3)$$

но  $f_{vk}$  не должно превышать  $0,065f_b$  или  $f_{vl}$ .

В формуле (2.3):

$f_{vk0}$  – характеристическое значение начальной прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки (при отсутствии сжимающей нагрузки) (табл. 2.3);

$\sigma_d$  – расчетное напряжение сжатия, перпендикулярное усилию среза (сдвига), в конструктивном элементе в рассматриваемом уровне, рассчитанное как среднее по эпюре напряжений в сжатой части сечения при соответствующем сочетании нагрузок;

$f_b$  – то же, что в формуле (2.2);

$f_{vlt}$  – предельное значение  $f_{vk}$  (табл. 2.3).

Таблица 2.3

Определение значений  $f_{vk0}$  и  $f_{vlt}$

Вид кладочных изделий	$f_{vk0}$ , МПа				$f_{vlt}$ , МПа	
	стандартный кладочный раствор		тонкослойный кладочный раствор	легкий кладочный раствор	группа кладочных изделий	
	$f_m$ , Н/мм <sup>2</sup>	$f_{vk0}$ , Н/мм <sup>2</sup>			1	2
Керамические	10; 15	0,35	–	0,10	1,9	1,6
	6; 8	0,20			1,8	1,4
	3; 5	0,10			1,0	0,9
	1; 2,5	0,05			0,065 $f_b$ , но не менее $f_{vk0}$	
10; 15	0,20	–	–			
6; 8	0,10					
3; 5	0,05					
Из бетона на плотных и пористых заполнителях	10; 20	0,25	–	0,10	0,065 $f_b$ , но не менее $f_{vk0}$	
Из ячеистого бетона автоклавного твердения $\rho_d \geq 400$ кг/м <sup>3</sup>	2,5; 5; 10	0,15	0,20	0,10		

Характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге)  $f_{vk}$  каменной кладки с незаполненными вертикальными швами и примыкающими лицевыми (торцевыми) поверхностями изделий для каменной кладки допускается определять по формуле

$$f_{vk} = 0,5f_{vk0} + 0,4\sigma_d, \quad (2.4)$$

но  $f_{vk}$  не должно превышать  $0,045f_b$  или  $0,7f_{vlt}$ .

В формуле (2.4) величины  $f_{vk0}$ ,  $f_{vlt}$ ,  $\sigma_d$  и  $f_b$  те же, что и в формуле (2.3).

Характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге)  $f_{vk}$  каменной кладки с горизонтальными швами, заполненными двумя или несколькими полосами стандартного кладочного раствора одинаковой ширины, не менее 30 мм, с наличием по краям изделий для каменной кладки не менее двух полос, допускается определять по формуле

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vk0} + 0,4\sigma_d, \quad (2.5)$$

но  $f_{vk}$  не должно превышать значение, указанное в пояснениях к формуле (2.4).

В формуле (2.5):

$g$  – общая ширина полос кладочного раствора;

$t$  – толщина стены каменной кладки.

Характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки в вертикальной плоскости (по перевязанному сечению)  $f_{vk}$  допускается принимать равным значению  $f_{vk0}$ , где  $f_{vk0}$  – характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге) (при отсутствии сжимающей нагрузки).

### Характеристическое значение прочности на растяжение при изгибе каменной кладки

Значение  $f_{xk1}$  определяют как характеристическое значение прочности на растяжение при изгибе по неперевязанному сечению – с плоскостью излома, параллельной горизонтальным швам, и значение  $f_{xk2}$  – как характеристическое значение прочности на растяжение при изгибе по перевязанному сечению – с плоскостью излома, перпендикулярной горизонтальным швам (рис. 2.4).

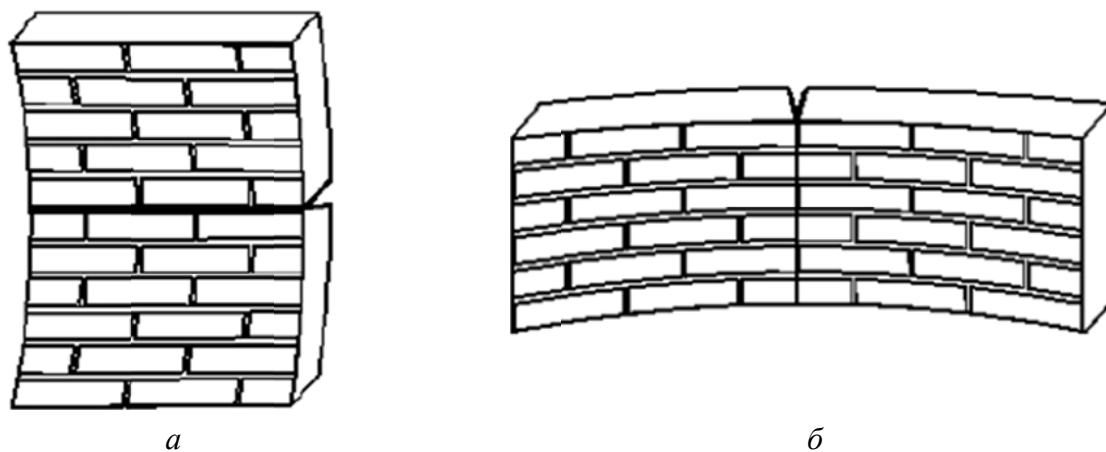


Рис 2.4. Сечения и плоскости излома при изгибе каменной кладки:

- $a$  – неперевязанное сечение, плоскость излома параллельна горизонтальным швам,  $f_{xk1}$ ;
- $b$  – перевязанное сечение, плоскость излома перпендикулярна горизонтальным швам,  $f_{xk2}$

Значения  $f_{xk1}$  и  $f_{xk2}$  определяются в соответствии с данными табл. 2.4 и 2.5.



Таблица 2.4

Значения  $f_{xk1}$ , непереязанное сечение, плоскость излома параллельна горизонтальным швам

Вид изделий для каменной кладки	$f_{xk1}$ , МПа			
	стандартный кладочный раствор		тонкослойный кладочный раствор	легкий кладочный раствор
	$f_m < 5$ МПа	$f_m \geq 5$ МПа		
Керамические	0,15	0,30	–	0,10
Силикатные	0,05	0,10	–	–
Из бетона на плотных и пористых заполнителях	0,05	0,10	–	–
Из ячеистого бетона автоклавного твердения $\rho_d \geq 400$ кг/м <sup>3</sup>	0,05	0,10	$0,035 f_b$	0,10
Из плотного бетона	0,05	0,10	–	–
Из природного камня	0,05	0,10	–	–

Таблица 2.5

Значения  $f_{xk2}$ , непереязанное сечение, плоскость излома перпендикулярна горизонтальным швам

Вид изделий для каменной кладки	$f_{xk2}^{1)}$ , МПа			
	стандартный кладочный раствор		тонкослойный кладочный раствор	легкий кладочный раствор
	$f_m < 5$ МПа	$f_m \geq 5$ МПа		
Керамические	0,50	0,70	–	0,10
Силикатные	0,15	0,40	–	–
Из бетона на плотных и пористых заполнителях	0,20	0,40	–	–
Из ячеистого бетона автоклавного твердения $\rho_d \geq 400$ кг/м <sup>3</sup>	0,15	0,15	$0,035 f_b$	0,15
			$0,025 f_b^{1)}$	
Из плотного бетона	0,20	0,40	–	–
Из природного камня	0,20	0,40	–	–

<sup>1)</sup> – значение  $f_{xk2}$  не должно превышать прочность кладочных изделий на растяжение при изгибе

## Характеристическое значение прочности сцепления арматуры

Характеристическое значение прочности сцепления арматуры с кладочным раствором в швах кладки или бетоном определяют по результатам испытаний и в соответствии с данными табл. 2.6.

Таблица 2.6

### Характеристическое значение прочности сцепления арматуры с бетоном и кладочным раствором

Прочность при сжатии	кладочного раствора	M2–M4	M5–M9	M10–M14	M15–M19	M20
	бетона	не применяется	C <sup>12</sup> / <sub>15</sub>	C <sup>16</sup> / <sub>20</sub>	C <sup>20</sup> / <sub>25</sub>	C <sup>20</sup> / <sub>25</sub> и выше
$f_{bok}$ для гладкой конструкционной стали, МПа		0,5	0,7	1,2	1,4	1,4
$f_{bok}$ для арматуры периодического профиля и изделий из нержавеющей стали, МПа		0,5	1,0	1,5	2,0	3,4

### Расчетные значения показателей материала

Расчетное значение показателя материала получают делением характеристического значения на соответствующий частный коэффициент для характеристик свойств материала, учитывающий погрешности расчетной модели и отклонения от заданных размеров.

При проверке предельных состояний несущей способности в постоянной и особой расчетных ситуациях применяют соответствующие значения частного коэффициента для характеристик свойств материала  $\gamma_M$ , учитывающего погрешности расчетной модели и отклонения от заданных размеров. При расчете конструкции на особые воздействия учитывают вероятность появления особых нагрузок.

Значения частного коэффициента для характеристик свойств материала  $\gamma_M$  устанавливают в зависимости от категории кладочных изделий, вида применяемых кладочных растворов по концепции изготовления, класса контроля выполнения работ на строительной площадке. Различают следующие классы контроля выполнения работ:

– класс I – кладочные работы производятся обученным персоналом под надзором мастера, а качество работ контролирует независимое лицо, имеющее соответствующую квалификацию. При выполнении кладочных работ применяют кладочные растворы заводского изготовления и стройплощадочные кладочные растворы. Для стройплощадочных кладочных растворов контролируют их прочность и дозировку составляющих;

– класс II – контроль производства работ, определенный классом I, не предусмотрен. Качество работ контролирует уполномоченное производителем работ лицо, имеющее соответствующую квалификацию.

Значения частного коэффициента для характеристик свойств материала  $\gamma_M$ , применяемые в постоянной и переходной расчетных ситуациях, приведены в табл. 2.7.

В особой расчетной ситуации применяют следующие значения  $\gamma_M$ :

- для каменной кладки – 1,3;
- для анкеровки арматурной стали – 1,15;
- для арматурной стали – 1,0.

Таблица 2.7

Значения частных коэффициентов для характеристик свойств материала  $\gamma_M$

Материал	$\gamma_M$ для класса контроля выполнения работ	
	I	II
Кладка из кладочных изделий категории I, на кладочном растворе заданного качества <sup>1)</sup>	1,7	2,2
Кладка из кладочных изделий категории II, на кладочном растворе заданного качества <sup>2)</sup>	2,0	2,5
Кладка из кладочных изделий категории II <sup>3)</sup>	2,2	2,7
Анкеровка арматурной стали	2,0	2,5
Арматурная сталь	1,15	
Вспомогательные изделия для каменной кладки <sup>4),5)</sup>	2,0	2,5
Перекрытия согласно СТБ EN 845-2	2,0	

<sup>1)</sup> Требования к раствору заданного качества установлены в СТБ 1307, СТБ EN 998-2 и ТКП EN 1996-2.  
<sup>2)</sup> Требования к раствору заданного качества установлены в СТБ 1307, СТБ EN 998-2 и ТКП EN 1996-2.  
<sup>3)</sup> Если коэффициент вариации не превышает 25 %.  
<sup>4)</sup> Декларируемые значения являются средними значениями.  
<sup>5)</sup> Применяемый коэффициент  $\gamma_M$  относится также к гидроизоляционным слоям.

### Предельное состояние эксплуатационной пригодности

Для случаев, касающихся приведенных в настоящем техническом кодексе упрощенных требований, предъявляемых к предельному состоянию эксплуатационной пригодности, дополнительные расчеты для сочетаний воздействий не требуются. Для характеристик свойств материалов в предельном состоянии эксплуатационной пригодности применяют частный коэффициент  $\gamma_M = 1,0$ .

Таким образом, при расчете по I группе предельных состояний (по несущей способности) расчетные значения прочности кладки составляют:

– на сжатие:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M};$$

– на срез (сдвиг):

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M};$$

– на растяжение при изгибе:

$$f_{xd1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M};$$

$$f_{xd2} = \frac{f_{xk2}}{\gamma_M};$$

– прочность сцепления:

$$f_{bod} = \frac{f_{bok}}{\gamma_M}.$$

### 3. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

#### Диаграмма деформирования (состояния)

Диаграмма деформирования (состояния) каменной кладки при осевом кратковременном сжатии, как правило, нелинейная (рис. 3.1). При определении расчетных параметров каменной кладки допускается принимать параболическую, параболически-линейную или упрощенную прямоугольную диаграмму.

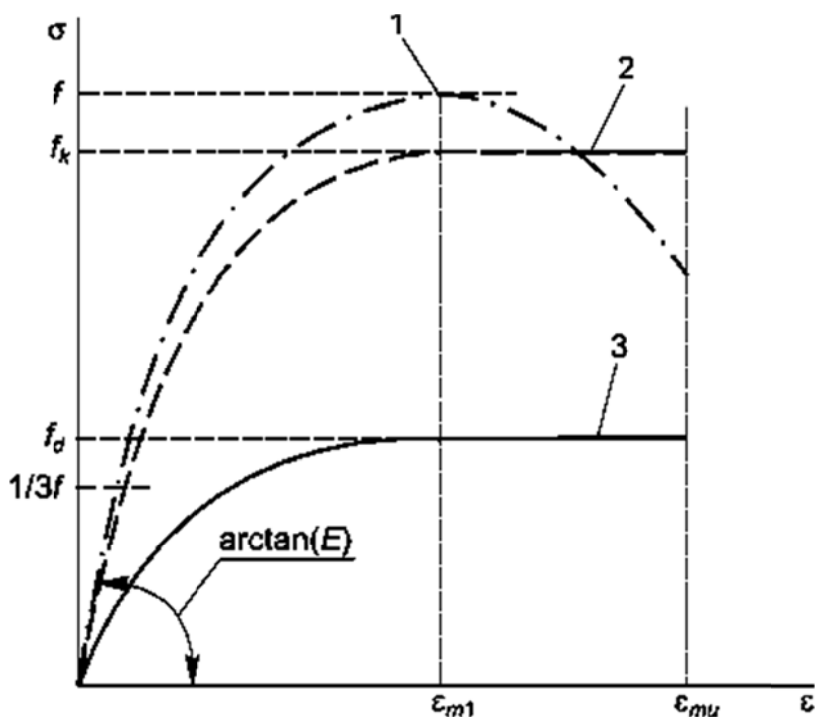


Рис. 3.1. Диаграмма деформирования (состояния) каменной кладки при осевом кратковременном сжатии:

1 – фактическая диаграмма (параболическая); 2 – идеализированная диаграмма (параболически-линейная); 3 – расчетная диаграмма (параболически-линейная)

#### Модуль упругости

Кратковременный модуль упругости  $E$  неармированной каменной кладки является секущим модулем и определяется в процессе испытаний в соответствии со стандартом [3]. Таким образом, модуль упругости кладки – тангенс угла наклона касательной к кривой деформаций в начале координат, то есть,

$$E = \operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma}{\varepsilon_{el}}$$

где  $\varepsilon_{el}$  – упругие деформации кладки.

При отсутствии результатов испытаний для кратковременного модуля упругости  $E$  неармированной каменной кладки при расчете каменных конструкций допускается использовать значение  $K_E \cdot f_k$ .

Для каменной кладки, выполненной на кладочном растворе прочностью  $f_m \geq 5$  МПа, за исключением каменной кладки из кладочных изделий из автоклавного ячеистого бетона,  $K_E = 1000$ .

Для каменной кладки из кладочных изделий из автоклавного ячеистого бетона, а также каменной кладки из других видов кладочных изделий на кладочном растворе прочностью  $f_m < 5$  Мпа,  $K_E = 600$ .

Модуль упругости каменной кладки при длительном действии нагрузки  $E_{longterm}$  с учетом деформаций ползучести допускается принимать как уменьшенный кратковременный:

$$E_{longterm} = \frac{E}{1 + \Phi_{\infty}},$$

где  $\Phi_{\infty}$  – предельное значение коэффициента ползучести для каменной кладки.

При расчетах каменной кладки предельное значение относительной деформации каменной кладки при сжатии наиболее сжатой грани сечения  $\varepsilon_{mi}$  не должно превышать значение минус 0,0035 для кладочных изделий группы 1 и минус 0,002 – для кладочных изделий группы 2. При использовании в расчетах параболически-линейной и прямоугольной диаграмм допускается принимать  $\varepsilon_{m1} = 0,2\varepsilon_{mi}$ .

Значение модуля сдвига  $G$  допускается принимать равным 40 % значения модуля упругости  $E$ .

Коэффициенты для учета ползучести, набухания или усадки и температурных деформаций каменной кладки определяют на основании испытаний. При этом результаты могут быть получены на основании испытаний, проводимых для конкретного объекта или из существующей базы данных.

Предельное значение коэффициента ползучести для каменной кладки  $\Phi_{\infty}$ , конечное значение величины деформаций долговременного набухания или усадки, коэффициент температурных деформаций каменной кладки  $\alpha_t$  определяют путем обработки результатов испытаний. Диапазоны значений показателей деформаций каменной кладки указаны в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Диапазоны значений показателей деформаций каменной кладки

Вид кладочных изделий	Предельное значение коэффициента ползучести <sup>1)</sup> $\Phi_{\infty}$	Конечное значение влажностного удлинения <sup>2)</sup> , мм/м	Коэффициент температурных деформаций, $\alpha_t$ , $10^{-6}/K$
Керамические	От 0,5 до 1,5	От –0,2 до 1,0	От 4 до 8
Силикатные	От 1,0 до 2,0	От –0,4 до –0,1	От 7 до 11

Вид кладочных изделий		Предельное значение коэффициента ползучести <sup>1)</sup> $\Phi_{\infty}$	Конечное значение влажностного удлинения <sup>2)</sup> , мм/м	Коэффициент температурных деформаций, $\alpha_t, 10^{-6}/\text{K}$
Из бетона на плотных заполнителях и из плотного бетона		От 1,0 до 2,0	От -0,6 до -0,1	От 6 до 12
Из бетона на пористых заполнителях		От 1,0 до 3,0	От -1,0 до -0,2	От 6 до 12
Из ячеистого бетона автоклавного твердения		От 0,5 до 1,5	От -0,4 до 0,2	От 7 до 9
Из природного камня	магматические породы	3)	От -0,4 до 0,7	От 5 до 9
	осадочные породы			От 2 до 7
	метаморфические породы			От 1 до 18
<sup>1)</sup> $\Phi_{\infty} = \varepsilon_{\infty} / \varepsilon_{el}$ с применением $\varepsilon_{\infty}$ в качестве предельного значения относительной деформации ползучести и $\varepsilon_{el} = \sigma / E$ . <sup>2)</sup> При деформации сжатия – отрицательное, при растяжении – положительное. <sup>3)</sup> Эти значения, как правило, очень малы.				

#### 4. ОСНОВЫ РАСЧЕТА КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Предельное состояние – такое состояние, при достижении которого конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней проектным критериям. Есть две группы предельных состояний. Первая группа – по несущей способности – когда конструкция разрушается. Вторая группа – по пригодности к условиям нормальной эксплуатации – когда конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней эксплуатационным требованиям.

Предельные состояния следует проверять в расчетных ситуациях.

Расчетные ситуации классифицируются следующим образом:

– постоянные расчетные ситуации, относящиеся к обычным условиям эксплуатации;

– переходные расчетные ситуации, относящиеся к временным условиям, применимым к конструкции, например в процессе возведения или ремонта;

– особые расчетные ситуации, относящиеся к исключительным условиям, применимым к конструкции или условиям окружающей среды, например пожар, ударное воздействие или последствия местного разрушения.

Предельные состояния, касающиеся:

– безопасности людей и/или

– безопасности конструкций, –

классифицируются как предельные состояния несущей способности.

Проверке подлежат, в случае их значимости, следующие предельные состояния несущей способности:

– потеря равновесия конструкции или любой ее части, рассматриваемой как жесткое тело;

– разрушение в результате недопустимых деформаций, переход конструкции или любой ее части в кинематически нестабильное состояние (механизм), нарушение целостности в результате разрушения материалов, потеря устойчивости конструкции или любой ее части, включая опоры и фундаменты;

– разрушение, обусловленное усталостью материала или другими эффектами, зависящими от времени.

Предельные состояния, относящиеся к:

– функционированию конструкции или элементов конструкции при нормальных условиях эксплуатации;

– комфорту пользователей;

– внешнему виду строительных объектов, –

классифицируются как предельные состояния эксплуатационной пригодности.

*Примечание.* Для характеристики эксплуатационной пригодности, критериями внешнего вида являются недопустимо большие прогибы и недопустимая ширина раскрытия трещин.

Различают обратимые и необратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности.



Следует выполнять проверку непревышения предельных состояний. Для проверки следует применять метод частных коэффициентов.

При расчете по методу предельных состояний используются такие базисные переменные, как воздействия (нагрузки) и свойства материалов (их прочностные характеристики).

Воздействия в зависимости от их изменения во времени классифицируются следующим образом:

– постоянные воздействия  $G$ , например собственный вес конструкций, стационарного оборудования, дорожного покрытия и косвенные воздействия, обусловленные действием усадки и неравномерных осадок;

– переменные воздействия  $Q$ , например полезные нагрузки на перекрытия зданий, балки и покрытия, ветровые воздействия и снеговые нагрузки;

– особые воздействия  $A$ , например взрывы или удары транспортных средств.

Воздействия также следует классифицировать в зависимости от:

– происхождения: прямые и косвенные;

– их изменения в пространстве: фиксированные или свободные;

– их характера и/или реакции конструкции: статические или динамические, распределенные и сосредоточенные.

Характеристическое (нормативное) значение воздействия  $F_k$  является его основным репрезентативным значением и устанавливается:

– как среднее значение, верхнее или нижнее значение или номинальное значение;

– в соответствии с проектной документацией.

Характеристическое значение постоянного воздействия следует устанавливать следующим образом:

– если изменчивость величины  $G$  может рассматриваться как малая, допускается использовать одно значение  $G_k$ ;

– если изменчивость величины  $G$  не может рассматриваться как малая, следует использовать два значения: верхнее  $G_{k,sup}$  и нижнее  $G_{k,inf}$ .

Изменчивостью постоянного воздействия  $G$  допускается пренебрегать, если величина  $G$  существенно не изменяется в течение проектного срока эксплуатации конструкции и ее коэффициент вариации имеет малое значение. Характеристическое значение  $G_k$  следует принимать равным его среднему значению.

Воздействие собственного веса конструкции может быть представлено одним характеристическим значением  $G_k$  и вычислено для номинальных размеров и среднего удельного веса.

Характеристическое значение переменного воздействия  $Q_k$  соответствует одному из значений:

– верхнему значению с заданной вероятностью непревышения или нижнему значению с заданной вероятностью достижения в течение некоторого установленного базового периода;

– номинальному значению, которое может быть установлено в тех случаях, когда статистическое распределение неизвестно.

*Примечание 1.* Численные значения переменных воздействий приведены в разных частях EN 1991.

Другими репрезентативными значениями переменного воздействия являются:

а) комбинационное значение, выраженное в виде произведения  $\psi_0 Q_k$ , используемое для проверки предельных состояний несущей способности и необратимых предельных состояний эксплуатационной пригодности;

б) частое значение, выраженное в виде произведения  $\psi_1 Q_k$ , используемое для проверки предельных состояний несущей способности, включающих особые воздействия, и для проверки обратимых предельных состояний эксплуатационной пригодности;

в) практически постоянное значение, выраженное в виде произведения  $\psi_2 Q_k$ , используется для проверки предельных состояний несущей способности, включающих особые воздействия, а также для проверки обратимых предельных состояний эксплуатационной пригодности. Практически постоянное значение используется для расчетов долговременных (длительных) эффектов.

Свойства материалов (включая грунты и скальные породы) или изделий следует описывать их характеристическими значениями.

Если результат проверки предельных состояний в значительной мере зависит от изменчивости свойства материала, в расчете следует учитывать верхнее и нижнее характеристические значения.

Если в EN 1991–EN 1999 не установлено другое, то:

– когда нижнее значение характеристики свойства материала или изделия является неблагоприятным, характеристическое значение следует определять как 5 %-й квантиль;

– когда верхнее значение характеристики свойства материала или изделия является неблагоприятным, характеристическое значение следует определять как 95 %-й квантиль.

Значения характеристик свойств материала следует определять, используя стандартные методы испытаний, выполняемые в определенных условиях.

### **Проверки по методу частных коэффициентов**

Метод частных коэффициентов следует использовать для проверки того, что во всех соответствующих расчетных ситуациях ни одно из значимых предельных состояний не будет превышено, если в расчетных моделях приняты расчетные значения воздействий или эффектов воздействий и сопротивлений.

Для выбранных расчетных ситуаций и значимых предельных состояний отдельные воздействия для выявления критических случаев нагружения следует объединять в сочетания по правилам, установленным в настоящем разделе. Кроме того, воздействия, которые не могут действовать одновременно, например по физическим причинам, не следует рассматривать в одном сочетании.

Расчетные значения следует устанавливать, используя:

– характеристические;

– другие репрезентативные значения в сочетании с частными и другими коэффициентами.

### Расчетные значения воздействий

Расчетное значение  $F_d$  воздействия в общем случае может быть представлено выражением

$$F_d = \gamma_f F_{rep}$$

при

$$F_{rep} = \psi F_k,$$

где  $F_k$  – характеристическое значение воздействия;

$F_{rep}$  – соответствующее репрезентативное значение воздействия;

$\gamma_f$  – частный коэффициент для воздействия, учитывающий возможность неблагоприятных отклонений значений воздействий от репрезентативных значений;

$\psi$  – коэффициент, равный 1,0 или  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$ .

### Расчетные значения эффектов воздействий

Расчетные значения эффектов воздействий  $E_d$  в общем виде могут быть представлены выражением

$$E_d = \gamma_{sd} E\{\gamma_{f,i} F_{rep,i}; a_d\},$$

где  $a_d$  – расчетное значение геометрического параметра;

$\gamma_{f,i}$  – частный коэффициент, учитывающий неопределенности:

– расчетной модели для определения эффектов воздействий;

– в некоторых случаях при моделировании воздействия.

В большинстве случаев допускается следующее упрощение:

$$E_d = E\{\gamma_{F,i} F_{rep,i}; a_d\}; i \geq 1,$$

где  $\gamma_{F,i} = \gamma_{sd} \cdot \gamma_{f,i}$ .

### Расчетные значения характеристик свойств материалов и изделий

Расчетные значения  $X_d$  свойств материала или изделия могут быть выражены в общем виде:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m},$$

где  $X_k$  – характеристическое значение свойства материала или изделия;

$\eta$  – среднее значение коэффициента преобразования, учитывающего:

– объемные и масштабные эффекты;

- влияние влажности и температуры;
- любые другие значимые параметры;

$\gamma_m$  – частный коэффициент для характеристики свойства материала или изделия, учитывающий:

- возможные неблагоприятные отклонения характеристики свойства материала или изделия от характеристического значения;
- случайную часть коэффициента преобразования  $\eta$ .

Альтернативно в некоторых случаях коэффициент преобразования  $\eta$  учитывают:

- непосредственно в самом характеристическом значении  $X_k$ ;
- при использовании значения  $\gamma_M$  вместо  $\gamma_m$ .

### Расчетное значение сопротивления

Расчетное значение сопротивления элемента конструкции внешнему воздействию  $R_d$  может быть выражено в следующем виде:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d\right\}; i \geq 1,$$

где  $\gamma_{Rd}$  – частный коэффициент, учитывающий неопределенности расчетных моделей сопротивления, включая отклонения геометрических параметров;

$X_{d,i}$  – расчетное значение  $i$ -й характеристики свойства материала.

Выражение может быть упрощено следующим образом:

$$R_d = R\left\{\eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d\right\}; i \geq 1,$$

где  $\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{m,i}$ .

*Примечание.*  $\eta_i$  может быть включено в  $\gamma_M$ .

Расчетное значение сопротивления допускается определять непосредственно из характеристического значения сопротивления материала без подробного определения расчетных значений для отдельных базисных переменных, используя выражение

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}.$$

Частные коэффициенты  $\gamma_M$  при проверке несущей способности принимаются по действующим нормам ( $\gamma_M \geq 1,0$ ) в зависимости от вида материала (для кладки, для арматуры и т. д.). При проверке эксплуатационной пригодности  $\gamma_M = 1,0$ .

## **Предельные состояния несущей способности (ULS)**

Следует выполнять проверку отдельно следующих предельных состояний несущей способности:

а) EQU – потеря статического равновесия конструкции или любой ее части, рассматриваемой как жесткое тело, для которой:

– незначительные изменения значения или пространственного распределения постоянных воздействий от одного источника являются значительными;

– прочность материалов конструкции или основания в общем случае не оказывает влияния на предельное состояние;

б) STR – внутреннее разрушение или чрезмерные деформации конструкции или элементов конструкции, включая фундаменты, сваи, подпорные стенки и т. д., для которых прочность материалов имеет определяющее значение;

в) GEO – разрушение или чрезмерные деформации основания, для которых прочность основания или скальной породы имеет определяющее значение для обеспечения несущей способности конструкции;

г) FAT – усталостное разрушение конструкции или элементов конструкции.

При проверке предельного состояния, связанного с разрушением или чрезмерными деформациями сечения, элемента конструкции или соединения (STR и/или GEO), необходимо соблюдать условие

$$E_d \leq R_d,$$

где  $E_d$  – расчетное значение эффекта воздействий (таких как внутренняя сила, момент или вектор, представляющий несколько внутренних сил или моментов);

$R_d$  – расчетное значение соответствующего сопротивления.

## **Сочетание воздействий**

Для каждого критического случая нагружения расчетные значения эффектов воздействий  $E_d$  следует определять, применяя сочетания воздействий, которые рассматриваются как действующие одновременно.

Каждое сочетание воздействий включает:

– доминирующее переменное воздействие;

– особое воздействие.

## **Предельные состояния эксплуатационной пригодности (SLS)**

Следует выполнить проверку условия

$$E_d \leq C_d,$$

где  $C_d$  – предельное расчетное значение соответствующего критерия эксплуатационной пригодности;

$E_d$  – расчетное значение эффектов воздействий в единицах критериев эксплуатационной пригодности, определяемое при соответствующих сочетаниях воздействий.

В частности, для проверки предельного состояния несущей способности в ситуации STR, связанной с разрушением конструкции при исчерпании прочности материала, установлены две основные комбинации (сочетания) воздействий:

$$\sum G_K \gamma_G + \sum Q_{Ki} \gamma_{Qi} \psi_0;$$

$$\sum G_K \gamma_G \xi + Q_{K1} \gamma_{Q1} + \sum Q_{Ki} \gamma_{Qi} \psi_0,$$

где  $G_K$  – характеристическое значение постоянных воздействий (нагрузок), в частности, от собственной массы конструкции;

$Q_{K1}$  – характеристическое значение доминирующего воздействия (основного по эффекту от воздействия);

$Q_{Ki}$  – характеристическое значение сопутствующих переменных воздействий (например, полезной нагрузки на перекрытие, снеговой и т. д.). Учитывается не более двух переменных воздействий;

$\gamma_G = 1,35$  – частный коэффициент для постоянных воздействий. Для собственной массы сборных конструкций заводского изготовления допускается принимать  $\gamma_G = 1,15$ ;

$\gamma_Q = 1,5$  – частный коэффициент для переменных воздействий;

$\xi = 0,85$ ;

$\psi_0$  – коэффициент ( $\leq 1,0$ ), учитывающий комбинационное репрезентативное значение переменного воздействия (принимается по действующим нормам).

Из этих сочетаний для проверки несущей способности принимается большее значение.

Для других ситуаций проверки несущей способности составляются иные комбинации. Для проверки предельного состояния эксплуатационной пригодности составляются также другие комбинации. Однако при этом используются характеристические значения воздействий, принимая частные коэффициенты  $\gamma_G$  и  $\gamma_Q$  равными 1,0.

## 5. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

### 5.1. Вертикально нагруженные стены

При проектировании вертикально нагруженных стен учитывают:

- вертикальные нагрузки, действующие непосредственно на стену;
- эффекты II порядка;
- эксцентриситеты, возникающие из-за смещения стен в плане (в том числе между смежными по высоте этажами), конструкций узлов опирания и схем передачи усилий от перекрытий на стены, взаимодействия с элементами жесткости (конструкциями каркаса, поперечными стенами, контрфорсами);
- эксцентриситеты в связи с неточностями при производстве работ и различии показателей материалов отдельных частей конструкции.

Для учета отклонений при производстве работ применяют начальный (случайный) эксцентриситет  $e_{init}$  по всей высоте стены.

Допускается принимать  $e_{init} = h_{ef} / 450$ , где  $h_{ef}$  – расчетная (эффективная) высота стены.

#### **Расчетная (эффективная) высота стены из каменной кладки**

При определении расчетной (эффективной) высоты стены следует учитывать относительную жесткость элементов конструкции, соединенных со стеной, и вид соединений.

Жесткость стены может быть увеличена опирающимися на нее перекрытиями или покрытием, поперечными стенами или любым другим жестким элементом конструкции, с которым соединена рассматриваемая стена (диафрагма жесткости).

Длина диафрагмы (ребра) жесткости должна быть не менее 1/5 высоты этажа, толщина – не менее  $0,3t_{ef}$ , где  $t_{ef}$  – расчетная (эффективная) толщина усиливаемой стены (рис. 5.1).

Расчетную (эффективную) высоту стены определяют по формуле

$$h_{ef} = \rho_n h,$$

где  $h$  – высота стены в свету (в пределах этажа);

$\rho_n$  – коэффициент уменьшения высоты стены при  $n = 2, 3$  или  $4$ , в зависимости от закрепления верхней и нижней граней стены и усиления ее вертикальными ребрами жесткости.

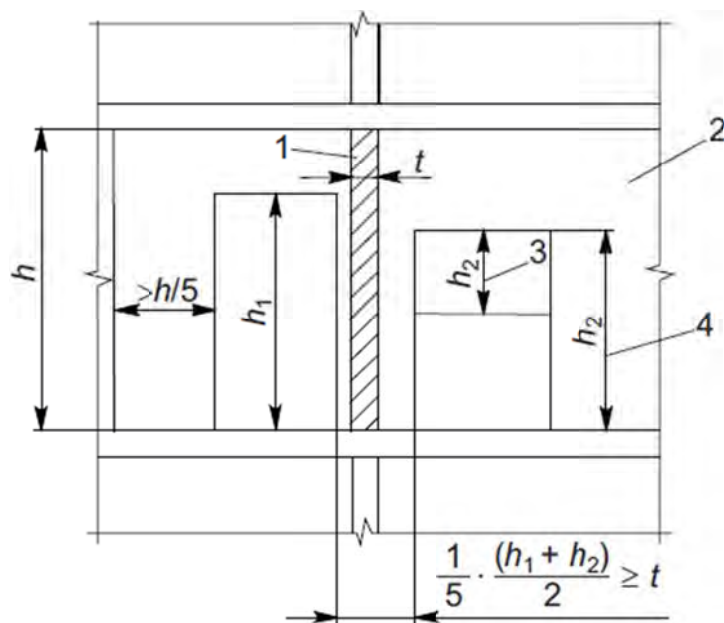


Рис. 5.1. Минимальная длина диафрагмы жесткости с проемами:

1 – усиливаемая стена; 2 – диафрагма жесткости; 3 –  $h_2$  – высота оконного проема;  
 4 –  $h_2$  – высота дверного проема (при расположении двух дверей по сторонам от усиливаемой стены);  
 $h_1$  – высота проема;  $t$  – толщина усиливаемой стены;  $h$  – высота стены в свету

Принимают следующие значения понижающего коэффициента уменьшения высоты стены  $\rho_n$ :

– для стен, заземленных вверху и внизу железобетонными плитами перекрытия или покрытия, перекрывающими пролеты сооружения с двух сторон от рассматриваемой стены на одном уровне, или плитами перекрытия, уложенными с одной стороны с длиной опирания не менее  $2/3$  толщины стены,

$$\rho_2 = 0,75;$$

если эксцентриситет нагрузки по верху стены составляет  $\leq 0,25t$ , то

$$\rho_2 = 1,0;$$

– для стен, закрепленных вверху и внизу деревянными перекрытиями или покрытиями, установленными с двух сторон и на одном уровне, или деревянным перекрытиями, установленными с одной стороны с длиной опирания не менее  $2/3$  толщины стены, но не менее 85 мм,

$$\rho_2 = 1,0;$$

– для стен, закрепленных по верхней и нижней граням, и с ребром жесткости по одному вертикальному краю (или по двум)  $\rho_3$  ( $\rho_4$ ) определяются по формулам норм [18].



### Расчетная (эффективная) толщина стены

За расчетную (эффективную) толщину  $t_{ef}$  однослойных стен, двухслойных стен без воздушного зазора, двухслойных стен с заполнением воздушного зазора бетоном или раствором, однослойных стен с облицовочным слоем, стен с полосовым заполнением кладочным раствором горизонтальных швов принимают фактическую толщину стен.

Расчетную (эффективную) толщину стены  $t_{ef}$ , усиленной пилястрами, рассчитывают по формуле

$$t_{ef} = \rho_t t,$$

где  $\rho_t$  – коэффициент жесткости (табл. 5.1, рис. 5.2);

$t$  – толщина стены.

Таблица 5.1

Коэффициент жесткости  $\rho_t$  для стен, усиленных пилястрами

Отношение расстояния между пилястрами (по осям) к ширине пилястры	$\rho_t$ при отношении толщины пилястры к фактической толщине стены, равном		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

*Примечание.* Для промежуточных значений допускается линейная интерполяция.

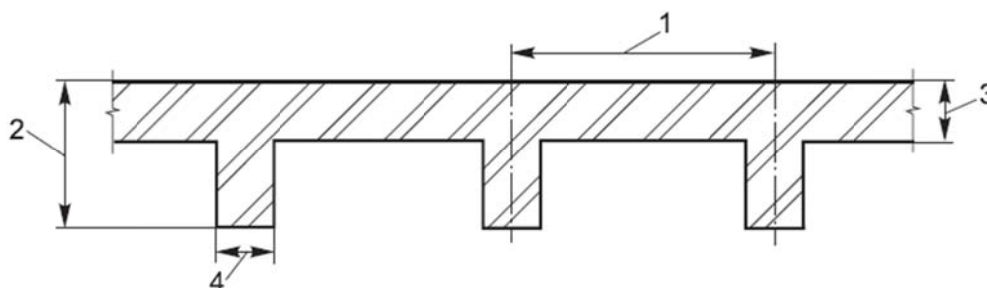


Рис. 5.2. Схематическое изображение определений параметров по таблице:

1 – расстояние между пилястрами; 2 – толщина пилястры; 3 – толщина стены; 4 – ширина пилястры

Для двухслойной стены с воздушным зазором, слои которой соединены связями, расчетную (эффективную) толщину стены  $t_{ef}$  рассчитывают по формуле

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} t_1^3 + t_2^3},$$

где  $k_{tef}$  – коэффициент, равный частному при делении различных модулей упругости слоев  $t_1$  и  $t_2$ ;  $k_{tef} \leq 2$ ;

$t_1, t_2$  – фактическая или расчетная (эффективная) толщина слоев, рассчитанная по формуле; при этом  $t_1$  – толщина внешнего или ненагруженного слоя,  $t_2$  – толщина внутреннего или несущего слоя.

Гибкость стен из каменной кладки определяют как отношение расчетной (эффективной) высоты  $h_{ef}$  к расчетной (эффективной) толщине  $t_{ef}$ .

Гибкость стены из каменной кладки при преимущественно вертикальных нагрузках не должна превышать 27.

### **Проверка предельного состояния несущей способности стены из неармированной каменной кладки при действии преимущественно вертикальной нагрузки (базовый метод)**

Проверку предельного состояния несущей способности производят при условии, что расчетное значение продольного усилия  $N_{Ed}$ , возникающего в стене, не превышает расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены  $N_{Rd}$ , то есть

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}.$$

Расчетное значение сопротивления сжатию сечения вертикально нагруженной однослойной стены на единицу длины  $N_{Rd}$  при действии продольного усилия определяют по формуле

$$N_{Rd} = \Phi t f_d,$$

где  $\Phi$  – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены при действии продольного усилия, учитывающий гибкость и эксцентриситет приложения нагрузки ( $\Phi_i$  – в верхнем или нижнем сечении стены,  $\Phi_m$  – в среднем сечении по высоте стены);

$t$  – толщина стены;

$f_d$  – расчетное значение прочности при сжатии каменной кладки.

Если площадь поперечного сечения стены менее  $0,1 \text{ м}^2$ , расчетное значение прочности при сжатии каменной кладки  $f_d$  умножают на коэффициент  $K_A$ , определяемый по формуле

$$K_A = 0,7 + 3A,$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения,  $\text{м}^2$ .

Для двухслойных стен с воздушным зазором расчет производят отдельно для каждого слоя стены, принимая площадь поперечного сечения несущего слоя стены и соответствующую гибкость, определенную при расчетной (эффективной) толщине стены  $t_{ef}$ .

Однослойную стену с облицовочным слоем рассчитывают как однослойную стену, выполненную из кладочных изделий меньшей прочности. В этом случае значение  $K$  принимают как для стены с растворным швом, параллельным ее плоскости.

Двухслойную стену без воздушного зазора, слои которой соединены между собой анкерами и нагружены практически одинаково, рассчитывают как однослойную стену или как двухслойную стену с воздушным зазором.

**Коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены, учитывающий гибкость и эксцентриситет приложения нагрузки**

Коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены  $\Phi$ , учитывающий гибкость и эксцентриситет приложения нагрузки, в верхнем или нижнем сечении стены допускается определять при прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне сечения элемента следующим образом:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}, \quad (5.1)$$

где  $e_i$  – эксцентриситет приложения нагрузки, определяемый по формуле

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t, \quad (5.2)$$

где  $M_{id}$  – расчетное значение изгибающего момента в верхнем или нижнем сечении стены вследствие эксцентриситета, возникающего в результате нагрузки на стену от перекрытия (рис. 5.3);

$N_{id}$  – расчетное значение продольного усилия в верхнем или нижнем сечениях стены (суммарное значение);

$e_{he}$  – эксцентриситет в верхней части или в основании стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок (например, ветровой нагрузки) при их наличии, вычисленный по усилию  $N_{id}$ ;

$e_{init}$  – случайный эксцентриситет; принимают со знаком, при котором абсолютное значение  $e_i$  увеличивается;

$t$  – толщина стены.

Коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены в среднем сечении по высоте стены  $\Phi_m$  допускается определять с применением эксцентриситета приложения нагрузки в среднем сечении по высоте стены  $e_{mk}$ , который рассчитывает следующим образом:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t,$$

где  $e_m$  – эксцентриситет приложения нагрузок, определяемый по формуле

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init},$$

где  $M_{md}$  – расчетное значение изгибающего момента в среднем сечении по высоте стены, определяемое по значениям изгибающих моментов в нижнем

и верхнем сечениях стены (рис. 5.3), включая изгибающие моменты от всех других внецентренно приложенных нагрузок (например, стенных шкафов);

$N_{md}$  – расчетное значение продольного усилия в среднем сечении по высоте стены, включая продольные усилия от всех других внецентренно приложенных нагрузок (например, обвязочных балок, стенных шкафов);

$e_{hm}$  – эксцентриситет в среднем сечении по высоте стены от горизонтальных нагрузок (например, ветровой нагрузки);

$e_{init}$  – то же, что и в формуле (5.2);

$e_k$  – эксцентриситет вследствие ползучести каменной кладки; определяют по формуле

$$e_k = 0,002\Phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t_{em}},$$

где  $\Phi_\infty$  – предельное значение коэффициента ползучести каменной кладки;

$h_{ef}$  – расчетная (эффективная) высота стены для соответствующих узлов опирания или вида закрепления;

$t_{ef}$  – эффективная толщина стены.

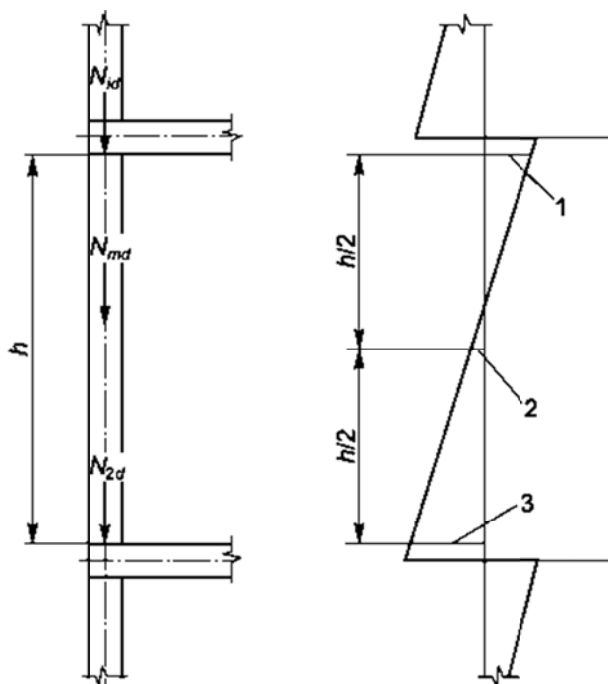


Рис. 5.3. Изгибающие моменты для расчета эксцентриситетов:

1 –  $M_{id}$  (на уровне низа плит перекрытия); 2 –  $M_{md}$  (в стене, на уровне середины высоты этажа); 3 –  $M_{2d}$  (на уровне верха плит перекрытия)

Для стен с гибкостью  $\lambda_c$  не более 15 допускается принимать эксцентриситет вследствие ползучести каменной кладки  $e_k = 0$ .

Нормы [18] допускают проверку предельного состояния несущей способности стены при действии преимущественно вертикальной нагрузки и упрощенными методами.

## 5.2. Проверка предельного состояния несущей способности стены при действии сосредоточенной нагрузки

Проверку предельного состояния несущей способности проводят при условии, что расчетное значение вертикальной сосредоточенной (локальной) нагрузки  $N_{Edc}$  не превышает расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены  $N_{Rdc}$  при действии вертикальной сосредоточенной (локальной) нагрузки, то есть

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc}.$$

Для стены из кладочных изделий группы 1 с нагрузками на часть поверхности (кроме стен с заполнением крайних полос горизонтальных швов) расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены  $N_{Rdc}$  при действии сосредоточенной (локальной) нагрузки определяют по формуле

$$N_{Rdc} \leq \beta A_b F_d, \quad (5.3)$$

где  $\beta$  – коэффициент повышения сопротивления сжатию при действии сосредоточенной (локальной) нагрузки, определяемый по формуле

$$\beta = \left(1 + 0,3 \cdot \frac{a_1}{h_c}\right) \cdot \left(1,5 - 1,1 \cdot \frac{A_b}{A_{ef}}\right).$$

При этом должны соблюдаться условия:  $\beta \geq 1,0$  и  $\beta \leq \left(1,25 + \frac{a_1}{2h_c}\right)$  или

$\beta \leq 1,5$  (применяют меньшее значение).

В формуле (5.3):

$a_1$  – расстояние от края стены до ближайшего края нагруженной поверхности (рис. 5.4);

$h_c$  – высота стены до плоскости приложения нагрузки;

$A_b$  – площадь стены, на которую передается нагрузка;

$A_{ef}$  – расчетная площадь поперечного сечения опоры, вводимая в расчет.

В общем случае  $A_{ef} = l_{efm}t$ , где  $l_{efm}$  – расчетная длина распределения нагрузки под опорой, измеряемая в основании трапеции на половине высоты стены или пилястры (рис. 5.4);  $t$  – толщина стены с учетом не полностью заполненных швов глубиной более 5 мм;

$\frac{A_b}{A_{ef}} \geq 0,45$ .

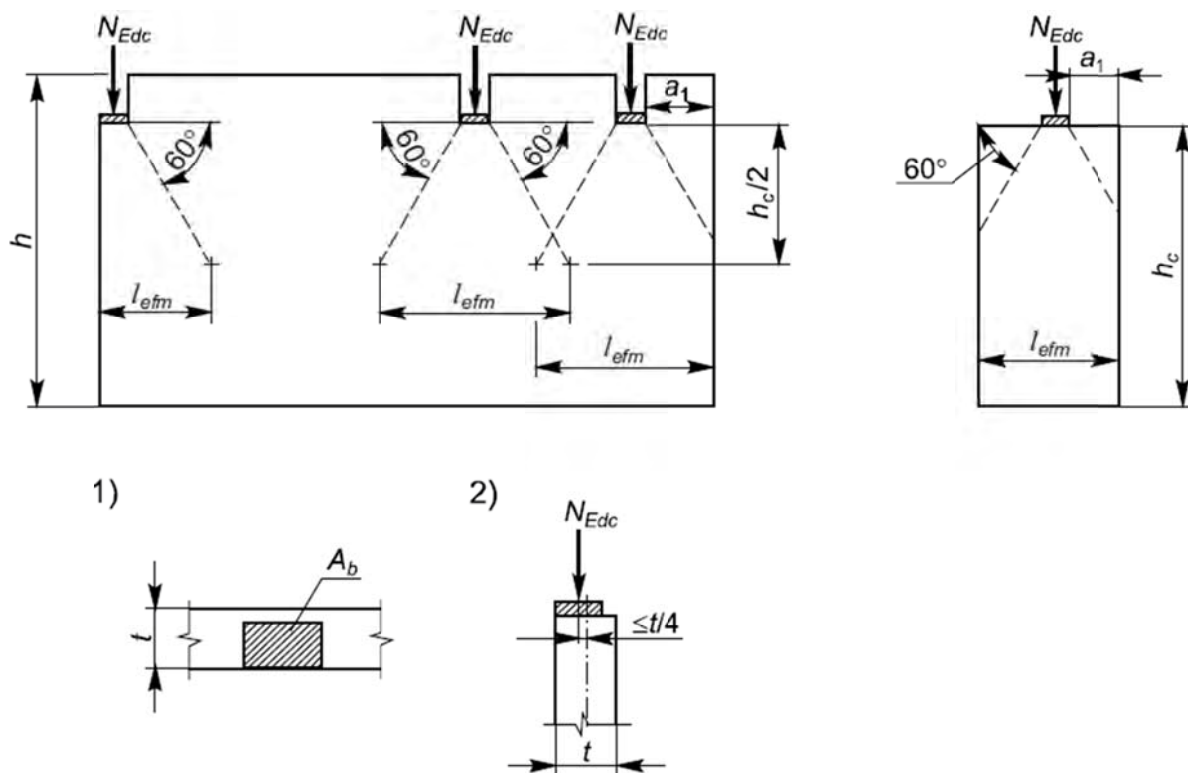


Рис. 5.4. Схема нагружения для расчета стен, воспринимающих сосредоточенные (локальные) нагрузки (базовый метод):  
 $l$  – горизонтальная проекция; 2 – сечение

Для стен из кладочных изделий группы 2 и стен с заполнением крайних полос горизонтальных швов требуется проверка условия, согласно которому напряжения в кладке непосредственно под опорой от сосредоточенной (локальной) нагрузки не должны превышать расчетную прочность при сжатии каменной кладки  $f_d$  (при  $\beta = 1,0$ ).

Эксцентриситет приложения сосредоточенной (локальной) нагрузки, измеренный от оси, проходящей через центр тяжести стены, не должен превышать  $t/4$ .

Во всех случаях под опорами в сечениях на половине высоты стены должен выполняться расчет по проверке несущей способности на действие суммарной расчетной вертикальной нагрузки.

Сосредоточенные нагрузки должны передаваться на кладочные изделия группы 1 или другие сплошные изделия таким образом, чтобы длина кладочного изделия была равна требуемой ширине опоры, увеличенной на длину, получаемую при распределении давления под углом  $60^\circ$  до нижней плоскости сплошного материала. На концевой опоре увеличение производится только на одной стороне.

Если сосредоточенная (локальная) нагрузка передается на кладку через соответствующую жесткую распределительную балку (опорную подушку) шириной, равной толщине стены  $t$ , высотой не менее 200 мм и длиной более трехкратного значения ширины опорной площадки под нагрузкой, то расчетное сжимающее напряжение в кладке под подушкой от локальной нагрузки не должно превышать  $1,5f_d$ .

## 5.3. Изгибаемые элементы каменных конструкций

### 5.3.1. Балки из армированной каменной кладки

За расчетный (эффективный) пролет  $l_{ef}$  однопролетных и неразрезных балок из каменной кладки, за исключением составных перемычек и балок-стенок, допускается принимать меньшее из двух значений (рис. 5.5):

- расстояние между осями опоры;
- расстояние в свету между опорами с добавлением рабочей высоты поперечного сечения  $d$ .

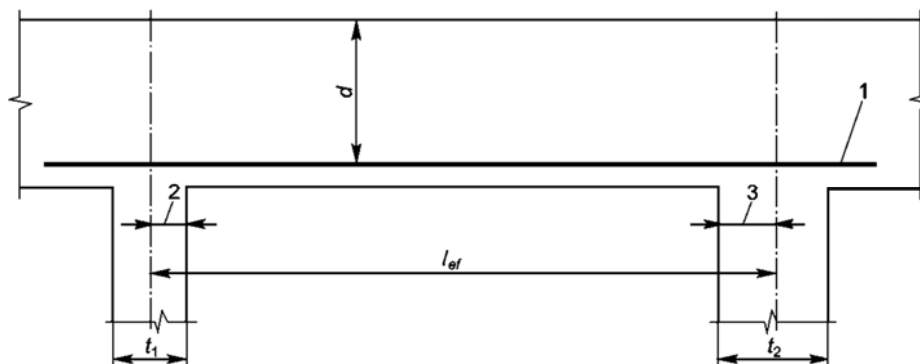


Рис. 5.5. Расчетный (эффективный) пролет однопролетной или неразрезной балки:  
 1 – арматура; 2 –  $t_1/2$  или  $d/2$ , применяют меньшее из двух значений;  
 3 –  $t_2/2$  или  $d/2$ , применяют меньшее из двух значений

При определении расчетного сопротивления изгибу сечения балки из армированной кладки допускается исходить из прямоугольной эпюры напряжений в сжатой зоне сечения (рис. 5.6).

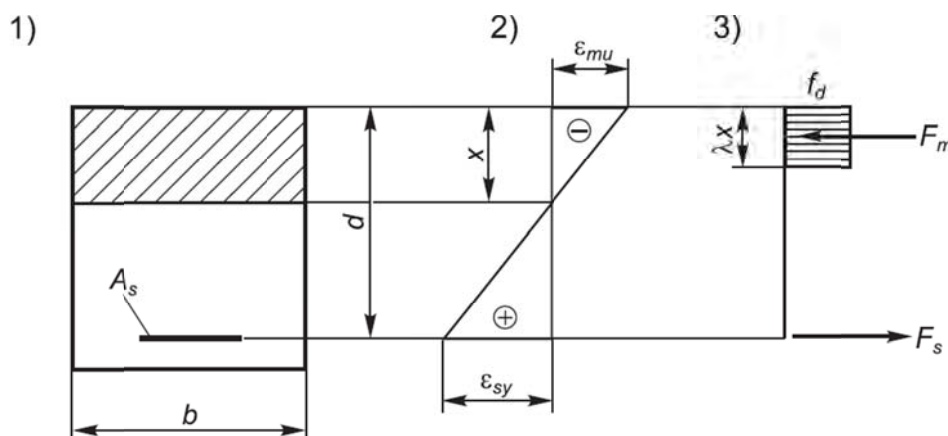


Рис. 5.6. Расчетная схема деформаций и усилий в сечении изгибаемого элемента:  
 1 – сечение; 2 – эпюра деформаций; 3 – расчетная схема внутренних усилий в сечении

Для армированного прямоугольного сечения при чистом изгибе расчетное сопротивление изгибу сечения  $M_{Rd}$  допускается рассчитывать по формуле

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z. \quad (5.4)$$

В этом случае на основании показанного на рис. 5.6 упрощения, при условии, что в поперечном сечении одновременно достигаются максимальное растягивающее и сжимающее напряжения, плечо внутренней пары сил в сечении изгибаемого армированного элемента  $z$  допускается определять по формуле

$$z = d \cdot \left( 1 - 0,5 \cdot \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \leq 0,95d. \quad (5.5)$$

В формулах (5.4) и (5.5):

$d$  – рабочая высота поперечного сечения, мм;

$A_s$  – площадь поперечного сечения растянутой продольной арматуры, мм<sup>2</sup>;

$f_{yd}$  – расчетное значение прочности на растяжение ненапрягаемой арматуры, МПа;

$b$  – ширина поперечного сечения, мм;

$f_d$  – меньшее из расчетных значений прочности при сжатии каменной кладки в направлении нагрузки, МПа.

При определении расчетного значения сопротивления изгибу сечения элемента каменной конструкции  $M_{Rd}$  расчетное значение прочности при сжатии  $f_d$  (рис. 5.6) допускается принимать на отрезке  $\lambda_x$ , измеренном от сжатой грани сечения. Расчетное значение сопротивления изгибу сечения  $M_{Rd}$  должно быть:

– для кладочных изделий группы 1, кроме изделий из бетона на пористых заполнителях,

$$M_{Rd} = 0,4 f_d b d^2; \quad (5.6)$$

– для кладочных изделий группы 2, включая изделия из бетона на пористых заполнителях группы 1,

$$M_{Rd} = 0,3 f_d b d^2, \quad (5.7)$$

где  $f_d$  – расчетное значение прочности при сжатии каменной кладки в соответствующем направлении, МПа;

$b$  – ширина поперечного сечения, мм;

$d$  – рабочая высота поперечного сечения, мм.

### 5.3.2. Вертикально нагруженные балки-стенки из каменной кладки

Вертикально нагруженными балками-стенками из каменной кладки считают стены или части стен, перекрывающие проемы, для которых отношение высоты над проемом к эффективному пролету составляет не менее 0,5. Расчетный (эффективный) пролет  $l_{ef}$  допускается рассчитывать по формуле

$$l_{ef} = 1,15 l_{cl},$$

где  $l_{cl}$  – пролет проема в свету (рис. 5.7).



При расчете изгибающих моментов балку-стенку из каменной кладки рассматривают как однопролетную балку (рис. 5.7).

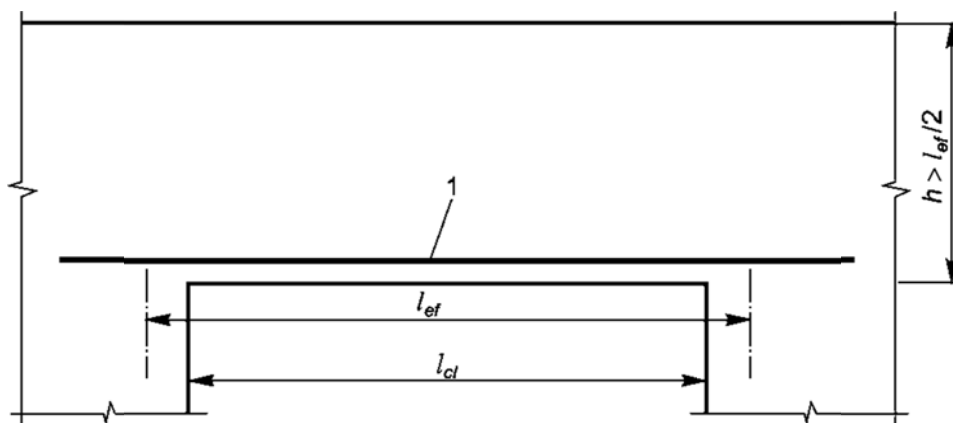


Рис. 5.7. Расчетный (эффективный) пролет балки-стенки:  
1 – арматура

Расчетное значение сопротивления изгибу балок-стенок  $M_{Rd}$  допускается определять по той же формуле, что и для обычной балки.

При этом  $A_s$  – площадь поперечного сечения растянутой арматуры в нижней (растянутой) зоне сечения балки-стенки;  $f_{yd}$  – расчетное значение прочности на растяжение арматуры;  $z$  – плечо внутренней пары сил в сечении изгибаемого армированного элемента; принимают меньшее из следующих значений (рис. 5.8):

$$z = 0,7l_{ef};$$

$$z = 0,4h + 0,2 l_{ef};$$

где  $l_{ef}$  – расчетный (эффективный) пролет балки;

$h$  – расчетная высота балки-стенки.

Расчетное значение сопротивления изгибу сечения балки-стенки из армированной каменной кладки  $M_{Rd}$  должно удовлетворять условию:

– для кладочных изделий группы 1, кроме изделий из бетона на пористых заполнителях, – условию (5.6);

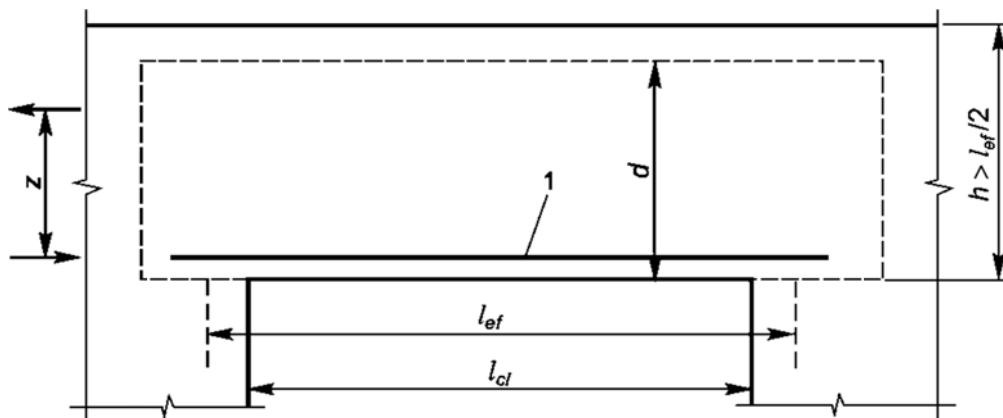


Рис 5.8. Расчетная модель балки-стенки  
1 – арматура

– для кладочных изделий группы 2, включая изделия из бетона на пористых заполнителях группы 1, – условию (5.7).

При этом:

$f_d$  – меньшее из расчетных значений прочности каменной кладки при сжатии, МПа;

$b$  – ширина участка стены;

$d$  – рабочая высота поперечного сечения; допускается принять  $d = 1,3z$ .

Чтобы ограничить ширину раскрытия трещин в нижней (растянутой) части сечения, над основной арматурой на высоту от низа балки-стенки, равную  $0,5l_{ef}$  или  $0,5d$  – по меньшему из значений, в горизонтальные швы укладывают дополнительную арматуру.

### 5.3.3. Элементы конструкций из армированной каменной кладки с полками

В элементах конструкций из армированной каменной кладки, в сечении которых арматура сосредоточена локально таким образом, что сечение элемента рассматривается как сечение с полкой, например в форме Т или L (рис. 5.9), толщину полки  $t_f$  принимают равной толщине каменной кладки, но не более  $0,5d$ . В данном случае  $d$  – рабочая высота поперечного сечения элемента конструкции. Каменная кладка, расположенная между элементами с сосредоточенной арматурой, должна иметь необходимую прочность для передачи возникающих в ней внутренних усилий на опоры.

$$b_{ef,l} = \text{меньшее из значений} \begin{cases} t_{r1} + 6t_f \\ l_{ef} / 2 \\ h / 6 \\ \text{фактическая} \\ \text{ширина полки} \end{cases} \quad b_{ef,t} = \text{меньшее из значений} \begin{cases} t_{r2} + 12t_f \\ l_{ef} \\ h / 3 \\ \text{фактическая} \\ \text{ширина полки} \end{cases}$$

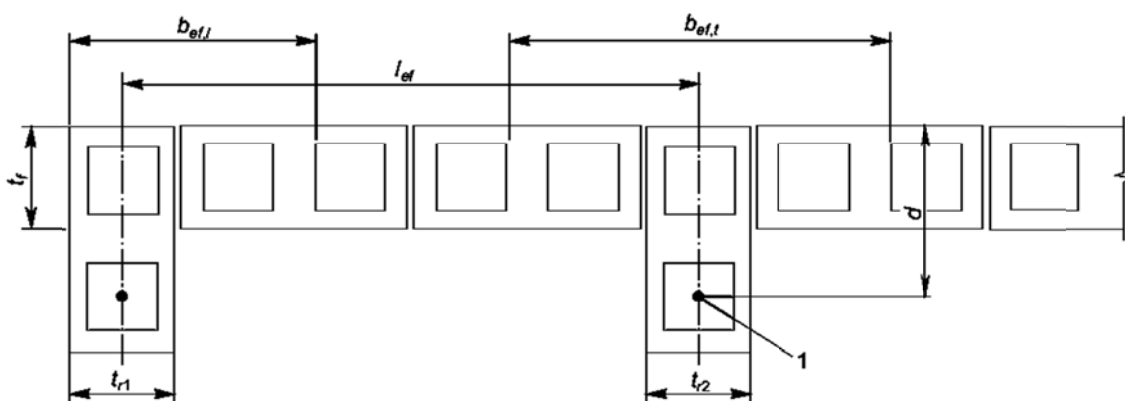


Рис. 5.9. Определение эффективной ширины полок:

$1$  – арматура;

$b_{ef,l}$  – эффективная ширина полки L-образного поперечного сечения;  $b_{ef,t}$  – эффективная ширина полки T-образного поперечного сечения;  $d$  – рабочая высота сечения элемента конструкции;

$h$  – высота в свету стены из каменной кладки;  $l_{ef}$  – расстояние между пилястрами (элементами армированной каменной кладки) с сосредоточенным продольным армированием;

$t_f$  – толщина полки;  $t_{ri}$  – ширина  $i$ -й пилястры

В качестве эффективной ширины полки  $b_{ef}$  применяют минимальное из указанных на рисунке значений.

Расчетное значение сопротивления изгибу сечения элемента конструкции из армированной каменной кладки с полкой  $M_{Rd}$  определяют из условия

$$M_{Rd} \leq f_d b_{ef} t_f \cdot (d - 0,5t_f),$$

где  $f_d$  – то же, что и в формулах (5.6), (5.7);

$b_{ef}$  – расчетная (эффективная) ширина полки, мм;

$t_f$  – толщина полки, мм;

$d$  – то же, что и в формулах (5.6), (5.7).

#### **5.3.4. Стены из каменной кладки при действии нагрузки, перпендикулярной их поверхности**

При расчете стен из каменной кладки на изгиб от нагрузки, приложенной перпендикулярно их поверхности, необходимо учитывать:

- влияние гидроизоляционных слоев;
- условия опирания, неразрезность над промежуточными опорами (поперечными стенами, контрфорсами).

Однослойные стены с облицовочным слоем рассчитывают, как однослойные стены, полностью выполненные из изделий для каменной кладки с меньшей прочностью на растяжение при изгибе.

Вертикальный деформационный шов в стене рассматривают как край стены, на котором не происходит передача изгибающих моментов и поперечных усилий.

Для стен, опирающихся по краям, опорные реакции от расчетной горизонтальной нагрузки по линии опоры допускается принимать как равномерно распределенные. Опорные закрепления могут создавать анкеры, настенные пилоны или плиты перекрытия и покрытия.

Если изгибаемые при горизонтальной нагрузке стены соединены со стенами, нагруженными вертикальной нагрузкой, или если на них уложены железобетонные перекрытия, то опору допускается рассматривать как жесткую. При наличии гидроизоляционного слоя в основании стены опору рассматривают как шарнирную. Если стены соединены с поперечной вертикальной стеной или другими конструкциями при помощи анкеров по вертикальным краям, то на вертикальных гранях допускается учитывать возможность частичной передачи моментов при условии, что предельное состояние несущей способности анкеров может быть проверено расчетом.

В двухслойных стенах допускается учитывать совместную работу обоих слоев, в том числе в случае, если только один слой имеет постоянную опору. Условием является применение в стене связей (анкерных устройств). Нагрузку, передаваемую стеной на опору, допускается принимать как действующую только на один слой стены, если имеется соответствующее соединение обоих

слоев по вертикальным краям стены. В других случаях допускается принимать частичную совместную работу.

При трех- или четырехстороннем опирании стены изгибающий момент рассчитывают следующим образом:

– если плоскость излома стены параллельна горизонтальным швам (по неперевязанному сечению), то есть в направлении  $f_{xk1}$  (рис. 2.4), то на единицу длины стены

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2;$$

– если плоскость излома перпендикулярна горизонтальным швам (по перевязанному сечению), то есть в направлении  $f_{xk2}$ , то на единицу длины стены

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2,$$

где  $\alpha_1, \alpha_2$  – коэффициенты изгибающего момента, определяемые с учетом степени закрепления стены по краям и отношения размеров сторон стены либо получаемые теоретически (методами строительной механики либо по справочникам).

*Примечание.* Значения  $\alpha_1, \alpha_2$  для однослойных стен толщиной не более 250 мм указаны в прил. Ж, приведенном в нормах [18], при этом  $\alpha_1 = \mu \alpha_2$ , где  $\mu$  – коэффициент отношения расчетных значений прочности на растяжение при изгибе каменной кладки при действии изгибающих моментов в двух ортогональных направлениях  $\left( \frac{f_{xd1}}{f_{xd2}} \right)$ ;

$W_{Ed}$  – расчетное значение поперечной нагрузки на единицу площади;

$l$  – длина стены между опорами.

Отношение  $\frac{f_{xd1}}{f_{xd2}}$  рассчитывается в соответствии с требованиями норм [18].

При наличии гидроизоляционного слоя при определении коэффициента изгибающего момента допускается принимать жесткое защемление, если расчетные значения сжимающих напряжений в гидроизоляционном слое равны или превышают расчетные значения растягивающих напряжений, вызванных изгибающим моментом.

Если стена закреплена только по верхней и нижней сторонам, то изгибающий момент допускается рассчитывать по общепринятым правилам расчета, рассматривая балочную схему стены.

Проверку предельного состояния несущей способности проводят при условии, что расчетное значение возникающего в стене изгибающего момента  $M_{Ed}$  не превышает расчетное значение сопротивления изгибу сечения стены  $M_{Rd}$ :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}.$$

В расчетах следует учитывать коэффициент  $\mu$ , определяемый отношением значений прочности каменной кладки при действии изгибающих моментов в двух ортогональных направлениях.

Расчетное значение сопротивления изгибу сечения стены  $M_{Rd}$  на единицу высоты или длины составляет

$$M_{Rd} = f_{xd}Z, \quad (5.8)$$

где  $f_{xd}$  – расчетное значение прочности на растяжение при изгибе каменной кладки в соответствующем направлении изгиба, МПа;

$Z$  – упругий момент сопротивления сечения на единицу высоты или длины стены, мм<sup>3</sup>.

При наличии вертикальной нагрузки ее положительное влияние допускается учитывать посредством применения повышенного расчетного значения прочности на растяжение при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению),  $f_{xd1, app}$ , определяемого по формуле

$$f_{xd1, app} = f_{xd1} + \sigma_d,$$

где  $f_{xd1}$  – расчетное значение прочности на растяжение при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению), МПа;

$\sigma_d$  – значение сжимающего напряжения в сечении стены, МПа;  $\sigma_d \leq 0,2f_d$ .

При определении момента сопротивления сечения стены с пилястрой выступающую длину полки, рассчитываемую от боковой грани пилястры, учитывают по наименьшему из следующих значений:

- $h/10$  – для закрепленных сверху и внизу стен;
- $h/5$  – для отдельно стоящих стен, где  $h$  – высота стены;
- половина расстояния между пилястрами.

Для двухслойных стен с воздушным зазором расчетное значение горизонтальной нагрузки на единицу площади  $W_{Ed}$  допускается распределять на два слоя стены при условии, что связи (анкеры) или другие применяемые между слоями соединительные элементы передают усилия, действующие на стену. Распределение между слоями допускается осуществлять пропорционально сопротивлению изгибу их сечений (например,  $M_{Rd}$ ) или пропорционально жесткости. При учете жесткости слоев стены осуществляют проверку предельного состояния несущей способности каждого слоя при действии расчетного изгибающего момента  $M_{Ed}$ .

Если стена ослаблена бороздами и выемками, размеры которых превышают предельные значения, то это ослабление поперечного сечения учитывают при определении сопротивления изгибу стены, принимая уменьшенную толщину стены в зоне борозд и выемок.

Элементы конструкции из армированной каменной кладки при действии горизонтальной нагрузки (изгибающих моментов) и незначительном продольном усилии допускается рассчитывать как изгибаемые элементы, если сжимающее напряжение  $\sigma_d$  от расчетных продольных усилий отвечает условию

$$\sigma_d \leq 0,3f_d.$$

В стенах с армированием горизонтальных швов сетками, повышающим сопротивление стен воздействиям, перпендикулярным их поверхности, прочность армирования необходимо учитывать при определении коэффициента изгибающего момента  $\alpha$ . При этом допускается применять повышенную расчетную прочность на растяжение при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению),  $f_{xd1, app}$ , определяемую по формуле

$$f_{xd1, app} = \frac{6A_s f_{yd} z}{t^2},$$

где  $A_s$  – площадь поперечного сечения растянутой арматуры горизонтальных швов на 1 м высоты стены, мм<sup>2</sup>;

$f_{yd}$  – расчетное значение прочности на растяжение ненапрягаемой арматуры горизонтальных швов, МПа;

$z$  – плечо внутренней пары сил в сечении изгибаемого армированного элемента согласно формуле, приведенной выше для балки прямоугольного сечения, мм;

$t$  – толщина стены, мм.

### **Упрощенный метод расчета внутренних стен, подверженных воздействию нагрузки, перпендикулярной их поверхности, при отсутствии вертикальных нагрузок**

Упрощенный метод расчета для определения минимальной толщины и предельных размеров внутренних стен (перегородок) при отсутствии вертикальных нагрузок, кроме нагрузок от собственного веса в пределах рассматриваемого участка стены, для различных случаев закрепления ее граней приведен в прил. Н норм [18]. Он заключается в том, что по графику определяются допустимые соотношения между длиной, высотой и толщиной стены.

### **Упрощенный метод расчета стен, подверженных воздействию равномерно распределенной нагрузки, перпендикулярной их поверхности, при отсутствии вертикальных нагрузок**

Стены, подверженные воздействию равномерного бокового давления (ветровой нагрузке), допускается проектировать с применением упрощенного метода расчета.

*Примечание.* Упрощенный метод расчета для определения минимальной толщины и предельных размеров внутренних стен при отсутствии вертикальных нагрузок, за исключением нагрузок от собственного веса в пределах рассматриваемого участка стены, для различных случаев закрепления ее граней приведен в прил. П норм [18].

### **Стены из неармированной каменной кладки при совместном действии вертикальной нагрузки и нагрузки, перпендикулярной их поверхности**

Стены из неармированной каменной кладки при совместном действии вертикальной нагрузки и нагрузки, перпендикулярной их поверхности, рассчитывают одним из нижеприведенных методов.

#### **Метод с применением коэффициента $\Phi$**

Коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены  $\Phi$  учитывает значения эксцентриситетов приложения горизонтальных нагрузок  $e_{he}$  или  $e_{hm}$  (см. расчет стен, нагруженных преимущественно вертикальной нагрузкой).

#### **Метод с применением повышенной прочности на растяжение при изгибе**

В формуле (5.8) при наличии постоянных вертикальных воздействий допускается заменять расчетное значение прочности на растяжение при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению),  $f_{xd1}$  на повышенное расчетное значение прочности на растяжение при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению),  $f_{xd1, app}$  и применять это значение для расчета в настоящем подразделе.

## **5.4. Стены из каменной кладки, работающие на срез/сдвиг**

При расчете стен из каменной кладки на действие усилий сдвига или среза учитывают жесткость самой стены, работающей на срез (сдвиг), и вводимых в расчет участков примыкающих стен.

В стене, высота которой превышает длину не менее чем в 2 раза, влияние деформаций, вызванных усилиями сдвига/среза, на жесткость допускается не учитывать.

Примыкающие стены или их участки допускается рассматривать как элементы диафрагм жесткости, если соединение стены, работающей на срез/сдвиг, с примыкающей стеной в состоянии воспринимать соответствующие усилия сдвига и участки примыкающей стены в пределах применяемой длины не теряют устойчивость.

Вводимая в расчет длина участка примыкающей стены равна сумме значений толщины стены, работающей на срез (сдвиг), и длины, соответствующей меньшему из значений  $l$  (рис. 5.10):

–  $h_{tot}/5$ , где  $h_{tot}$  – общая высота стены от верхней кромки фундамента;

- половина расстояния между стенами, воспринимающими усилия сдвига ( $l_s/2$ ), если примыкающая (продольная) стена соединена с поперечной стеной;
- расстояние от конца примыкающей (продольной) стены;
- половина высоты стены в свету ( $h/2$ );
- шестикратное значение толщины примыкающей (продольной) стены ( $6t$ ).

В примыкающих стенах допускается не учитывать проемы размерами менее  $h/4$  или  $l/4$ , где  $h$  – высота стены в свету,  $l$  – длина участка стены между поперечной стеной и проемом или между проемами. Проемы размерами более  $h/4$  или  $l/4$  рассматриваются как граница вводимого в расчет участка стены.

Если междуэтажные перекрытия рассматривают как жесткие диски, то горизонтальные усилия на уровне перекрытий распределяют на стены, работающие на срез/сдвиг, пропорционально их жесткости.

Если результирующее горизонтальное усилие из-за несимметричного расположения стен в плане или по другим причинам действует вне центра жесткости системы, то дополнительные усилия вследствие кручения следует учитывать при расчете усилий в отдельных стенах ядра жесткости сооружения (эффекты кручения).

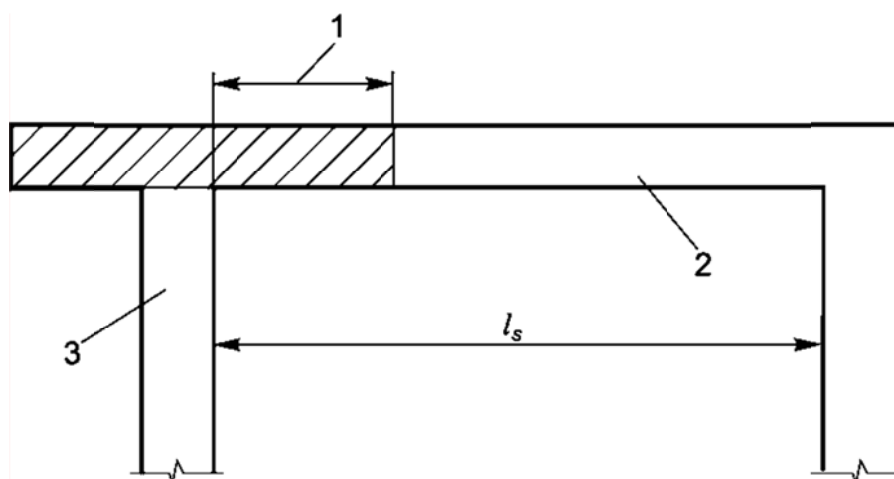


Рис. 5.10. Вводимая в расчет длина участка  $l$  примыкающей стены:  
 $l$  –  $l$  – меньшее из значений:  $h_{tot}/5$ ,  $l_s/2$ ,  $h/2$ ,  $6t$ ; 2 – примыкающая (продольная стена);  
 3 – стена, работающая на срез/сдвиг

Если перекрытия не являются достаточно жесткими дисками (например, перекрытие из несоединенных сборных железобетонных элементов), то на стены, работающие на срез/сдвиг, передаются горизонтальные усилия только от плит, непосредственно опирающихся на эти стены.

В данном случае определение усилий сдвига производят с применением нелинейных расчетов.

Максимальное горизонтальное усилие сдвига/среза на стену допускается уменьшать на 15 % при условии, что горизонтальные усилия на параллельные стены соответственно увеличены.

При расчете сопротивления стен сдвигу/срезу с учетом вертикальных нагрузок вертикальную нагрузку на стены от перекрытия, опертую по контуру, допускается равномерно распределять на нижележащие стены. При опирании



плит перекрытий или покрытия на две стены вертикальную нагрузку на стены нижних этажей, не нагруженных перекрытием, допускается принимать с примыкающих участков грузовой площади перекрытия, распределенной биссектрисами под углом  $45^\circ$ .

Распределение напряжений сдвига/среза в сжатой зоне стены допускается принимать равномерным.

#### **5.4.1. Стены из неармированной каменной кладки при действии поперечной силы**

**Проверка предельного состояния несущей способности стены при действии поперечной силы (базовый метод)**

Проверку предельного состояния несущей способности производят при условии, что расчетное значение усилия среза (сдвига)  $V_{Ed}$ , возникающего в стене, не превышает расчетное значение сопротивления срезу (сдвигу) сечения стены  $V_{Rd}$ , то есть

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}. \quad (5.9)$$

Расчетное значение сопротивления срезу (сдвигу)  $V_{Rd}$  сечения стены из каменной кладки определяют по формуле

$$V_{Rd} \leq f_{vd} t l_c,$$

где  $f_{vd}$  – расчетное значение прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки с учетом среднего значения вертикального сжимающего напряжения, вычисленного по сжатой вертикальными усилиями площади сечения стены; площадь растянутой части сечения и прочность каменной кладки на растяжение не учитывают, МПа;

$t$  – толщина стены, мм;

$l_c$  – длина сжатой части стены без учета растянутой части стены по плоскости среза при внецентренном сжатии (изгибе), мм.

Длину сжатой части стены  $l_c$  рассчитывают при условии линейного распределения напряжения. Учитывают проемы, борозды и выемки. Площадь растянутой части сечений стены от действия вертикальных усилий, приложенных внецентренно, не учитывают.

Длину сжатой части стены  $l_c$  определяют при действии вертикальной расчетной нагрузки и вертикальной составляющей от усилия среза (сдвига).

Соединение между поперечными стенами-диафрагмами жесткости и участками примыкающих стен следует рассчитывать на усилие среза (сдвига).

Расчетное значение сопротивления срезу (сдвигу) соединения стен, выполненного перевязкой кладки, допускается рассчитывать по формуле

$$V_{Rd} = \frac{f_{vfk}}{\gamma_M} t h,$$

где  $f_{vk}$  – характеристическое значение прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки по перевязанному сечению, МПа;

$\gamma_M$  – частный коэффициент для характеристик свойств материала;

$t$  – толщина стены, мм;

$h$  – высота стены в свету между перекрытиями, мм.

При соединении поперечных стен-диафрагм жесткости и участков примыкающих стен встык, без перевязки каменной кладки, расчетное усилие среза должно восприниматься железобетонным монолитным поясом. Расчет сопротивления сдвигу железобетонного монолитного пояса выполняют в соответствии с нормами [19].

Проверку предельного состояния несущей способности стены при действии поперечной силы можно проводить и упрощенным методом, изложенным в нормах [18].

#### **5.4.2. Элементы конструкции из армированной каменной кладки при действии поперечной силы**

Проверку предельного состояния несущей способности разрешается производить из условия (5.9).

При этом расчетное значение сопротивления срезу (сдвигу) сечения элемента каменной конструкции  $V_{Rd}$  допускается рассчитывать:

– без учета установленной в элементе поперечной арматуры, если коэффициент армирования меньше минимального значения;

– с учетом установленной в элементе поперечной арматуры, если коэффициент армирования равен минимальному значению или превышает его.

Необходимо учитывать влияние бетона заполнения на расчетное значение сопротивления срезу (сдвигу) сечения элемента конструкции из армированной каменной кладки. При значительном влиянии бетона заполнения на сопротивление сечения срезу (сдвигу) прочность каменной кладки при срезе (сдвиге) не учитывают и расчет производят в соответствии с нормами [19].

#### **Расчет стен из армированной каменной кладки на горизонтальные нагрузки в своей плоскости**

Проверку предельного состояния несущей способности стен из армированной каменной кладки с вертикальным армированием, в которых не учитывается арматура, воспринимающая усилия среза (сдвига), производят из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1}, \quad (5.10)$$

где  $V_{Rd1}$  – расчетное значение сопротивления срезу (сдвигу) сечения стены из неармированной каменной кладки, определяемое из условия (в Н)

$$V_{Rd1} \leq f_{vd} t l, \quad (5.11)$$

где  $f_{vd}$  – меньшее из расчетных значений прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки и бетона заполнения, МПа;

$t$  – толщина стены, мм;

$l$  – длина расчетного участка стены, мм.

*Примечание.* При необходимости при определении  $V_{Rd1}$  допускается применять повышенное расчетное значение прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки  $f_{vd}$  с учетом вертикальной арматуры.

Проверку предельного состояния несущей способности стен из армированной каменной кладки с вертикальным армированием, с учетом работающей на сдвиг поперечной (горизонтальной) арматуры, производят из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2}, \quad (5.12)$$

где  $V_{Rd1}$  – то же, что в формуле, (5.10);

$V_{Rd2}$  – расчетное значение сопротивления сдвигу поперечной (горизонтальной) арматуры, определяемое по формуле

$$V_{Rd2} \leq 0,9 A_{sw} f_{yd},$$

где  $A_{sw}$  – общая площадь сечения поперечной (горизонтальной) арматуры, работающей на сдвиг, расположенной выше рассматриваемой части стены, мм<sup>2</sup>;

$f_{yd}$  – расчетное значение прочности на растяжение поперечной арматуры, МПа.

Если в расчетах учитывают арматуру, работающую на сдвиг, необходимо дополнительно проверить условие

$$\frac{V_{Rd1} + V_{Rd2}}{tl} \leq 2,0 \text{ МПа},$$

где  $t$  – толщина стены, мм;

$l$  – длина или высота стены, мм.

### **Расчет балок из армированной каменной кладки при действии поперечной силы**

Проверку предельного состояния несущей способности балок из армированной каменной кладки, без учета арматуры, воспринимающей усилия среза (сдвига), допускается производить из условия (5.10).

При этом  $V_{Rd1}$  – расчетное значение сопротивления балки срезу (сдвигу), определяемое по формуле

$$V_{Rd1} \leq f_{yd} b d, \quad (5.13)$$

где  $f_{yd}$  – меньшее из расчетных значений прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки или бетона заполнения, МПа;

$b$  – минимальная ширина балки, мм;

$d$  – рабочая высота поперечного сечения балки, мм.

*Примечание.* При необходимости при определении  $V_{Rd1}$  допускается применять повышенное расчетное значение прочности при срезе (сдвиге) каменной кладки  $f_{yd}$  с учетом вертикальной арматуры (прил. С норм [18]).

Проверку предельного состояния несущей способности балок из армированной каменной кладки, с учетом работающей на сдвиг поперечной (горизонтальной) арматуры, производят из условия (5.12).

При этом  $V_{Rd2}$  определяют по формуле

$$V_{Rd2} = 0,9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (1 + \operatorname{ctg}\alpha) \cdot \sin\alpha,$$

где  $d$  – то же, что и в условии (5.13);

$A_{sw}$  – площадь сечения поперечной арматуры (хомутов), установленной в одной плоскости и работающей на сдвиг, мм<sup>2</sup>;

$s$  – расстояние между поперечной арматурой (хомутами), мм;

$f_{yd}$  – расчетное значение прочности на растяжение арматурной стали, МПа;

$\alpha$  – угол наклона поперечной арматуры (хомутов), работающей на сдвиг, относительно оси балки;  $45^\circ < \alpha < 90^\circ$ .

Далее необходимо проверить условие

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,25f_d b d,$$

где  $f_d$  – меньшее из расчетных значений прочности каменной кладки при сжатии в направлении нагрузки и прочности при сжатии бетона заполнения, МПа;

$b$  – минимальная ширина балки, вводимая в расчет на действие поперечной силы, мм.

### **Расчет балок-стенок при действии поперечной силы**

Расчет производят аналогично условию (5.10). При этом принимают расчетное значение усилия среза (сдвига) по грани опоры  $V_{Ed}$  и рабочую высоту поперечного сечения балки  $d = 1,3z$ .

## **5.5. Расчет сжатых столбов и простенков, армированных в горизонтальных швах кладки**

Армирование горизонтальных швов кладки столбов и простенков допускается применять только в случаях, если повышение прочности кладочных изделий и кладочных растворов не обеспечивает требуемое сопротивление кладки сжатию и площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена.

Столбы и простенки, армированные в горизонтальных швах кладки, выполняются из кладочных изделий группы 1 на кладочных растворах прочностью  $f_m \geq 5$  МПа при высоте ряда кладки не более 150 мм. При этом должно соблюдаться условие

$$0,5 \leq \frac{b}{t} \leq 2,$$

где  $b$  и  $t$  – размеры поперечного сечения столба или простенка (рис. 5.11), мм.

Проверку предельного состояния несущей способности столба или простенка, армированного в горизонтальных швах кладки, при действии преимущественно вертикальной нагрузки выполняют по тем же формулам, что и для неармированной кладки, при этом вместо расчетного значения прочности при сжатии неармированной каменной кладки  $f_d$  принимают расчетное значение прочности при сжатии армированной каменной кладки  $f_{dr}$ , определяемое по формуле

$$f_{dr} = f_d + 2\rho_m f_{yd} \cdot \left(1 - 2\frac{e}{y}\right) \leq 2f_d,$$

где  $\rho_m$  – коэффициент армирования каменной кладки, определяемый по формуле

$$\rho_m = \frac{A_{sa} \cdot (a_1 + a_2)}{a_1 a_2 s} \geq 0,001,$$

где  $A_{sa}$  – площадь поперечного сечения одного стержня, мм<sup>2</sup>;

$a_1, a_2$  – расстояние между стержнями арматурной сетки, принимаемое не более 120 мм и не менее 30 мм;

$s$  – расстояние между сетками по высоте, мм; принимают  $s \leq 450$  мм;

$f_{yd}$  – расчетное значение прочности на растяжение арматурной стали, МПа;

$e$  – эксцентриситет приложения нагрузки, мм;

$y$  – расстояние от центра тяжести сечения кладки до наиболее сжатой его грани, мм.

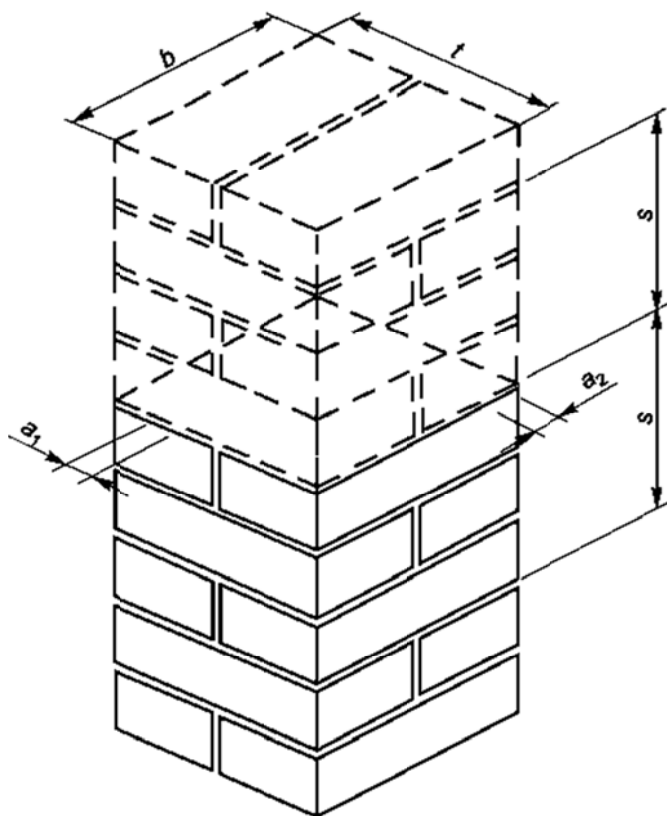


Рис. 5.11. Армирование столбов и простенков сетками в горизонтальных швах кладки

## **6. РАСЧЕТ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ**

Проектирование и расчет конструкций из каменной кладки осуществляют таким образом, чтобы при воздействиях, рассчитанных для предельного состояния эксплуатационной пригодности, не были превышены установленные проектом (стандартами) параметры конструкции, определяющие ее пригодность к нормальной эксплуатации.

Производят расчет деформаций, оказывающих неблагоприятное воздействие на конструкции (включая применяемые материалы) и техническое оборудование или нарушающих герметичность конструкций.

Влияние деформаций смежных конструкций, таких как плиты перекрытия или стены, на пригодность к нормальной эксплуатации элементов конструкции из каменной кладки не допускается.

### **Стены из неармированной каменной кладки**

Чтобы исключить перегрузки или повреждения стены из каменной кладки, взаимодействие слоев которой происходит под нагрузкой, следует учитывать разные характеристики материалов слоев этой стены.

**Для неармированной каменной кладки проверку предельного состояния эксплуатационной пригодности не производят, если расчетами подтверждено выполнение требований предельного состояния несущей способности.**

Повреждения, вызванные напряжениями, возникающими в местах закрепления стен, следует исключить путем соблюдения соответствующих требований и конструктивных решений при проектировании.

Деформации стен из каменной кладки, вызванные ветровым воздействием, особыми воздействиями толпы или удара, не должны оказывать влияние на пригодность стен к нормальной эксплуатации.

Стену, на которую действует нагрузка, перпендикулярная к ее поверхности и для которой расчетами подтверждено выполнение требований предельного состояния несущей способности, допускается рассматривать как соответствующую требованиям пригодности к нормальной эксплуатации, если размеры стены ограничены (прил. К норм [18]).

### **Элементы конструкции из армированной каменной кладки**

При эксплуатации элементов конструкций из армированной каменной кладки не допускается появление трещин, размеры которых превышают допустимые, а также чрезмерных прогибов.

**При ограничении размеров** элементов конструкции из армированной каменной кладки считают, что прогиб стены под нагрузкой, перпендикулярной ее поверхности, или вертикальный прогиб балки из каменной кладки соответствует допустимому значению (табл. 6.1).

Если размеры элементов конструкции из армированной каменной кладки ограничены и при проектировании соблюдены конструктивные требования, считают, что при действии изгибающего момента ширина раскрытия трещин в каменной кладке соответствует требованиям пригодности к нормальной эксплуатации.

Таблица 6.1

Максимально допустимые значения отношения расчетного (эффективного) пролета к рабочей высоте изгибаемых стен и балок

Расчетная схема	Отношение эффективного пролета к рабочей высоте поперечного сечения ( $l_{ef}/d$ ) или к эффективной толщине ( $l_{ef}/t_{ef}$ )	
	стены, нагруженные перпендикулярно своей плоскости	балки
Однопролетные	35	20
Неразрезные	45	26
Опертые в двух направлениях	45	–
Консоль	18	7

*Примечание.* Для отдельно стоящих стен, не являющихся частью здания, подвергающихся преимущественно действию ветровой нагрузки, указанные для стен значения допускается увеличивать на 30 %, если эти стены не имеют отделки, которая может быть повреждена вследствие деформаций.

Для однопролетных и неразрезных элементов каменных конструкций расстояние в свету между горизонтальными опорами  $l_r$  должно удовлетворять условиям (при этом учитывают меньшее из значений):

$$l_r \leq 60b_c$$

или

$$l_r \leq \frac{250}{d} b_c^2,$$

где  $b_c$  – ширина сжатой части поперечного сечения в середине пролета между опорами, мм;

$d$  – рабочая высота поперечного сечения элемента конструкции, мм.

### Стены при действии сосредоточенной силы

Если при помощи расчета подтверждено выполнение требований предельного состояния несущей способности, то считают, что требования предельного состояния эксплуатационной пригодности обеспечены.

## 7. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

### Материалы для каменной кладки

Кладочные изделия должны быть пригодными для соответствующего вида каменной кладки, их локального расположения и соответствовать предъявляемым к каменной кладке требованиям по долговечности. Кладочный раствор, бетон заполнения и арматура должны соответствовать виду кладочных изделий и требованиям к долговечности.

Прочность при сжатии кладочных растворов  $f_m$ , применяемых в армированной каменной кладке, должна составлять не менее 5 МПа.

### Минимальная толщина стены

Минимальная толщина стены должна обеспечивать ее устойчивость.

Минимальная толщина несущей стены  $t_{\min}$  должна составлять 200 мм.

### Минимальная площадь стены

Минимальная площадь поперечного сечения несущей стены должна составлять  $0,04 \text{ м}^2$  с учетом борозд и выемок.

### Перевязка каменной кладки

Кладочные изделия укладывают с перевязкой при применении кладочного раствора согласно установленным правилам.

Для обеспечения свойства единого элемента конструкции в стене из неармированной каменной кладки кладочные изделия перевязывают порядно.

Размер перевязки кладочных изделий высотой до 250 мм в неармированной каменной кладке должен составлять не менее  $0,4h_u$  (рис. 7.1) или не менее 40 мм (принимают большее из значений). При применении кладочных изделий высотой более 250 мм размер перевязки должен составлять не менее  $0,2h_u$  или не менее 100 мм (принимают большее из значений). На углах или в зонах соединения стен размер перевязки кладочных изделий должен быть не менее ширины изделия.

*Примечание.* С целью исключения отходов кладочных изделий длина стен и пилястр, размеры проемов и простенков должны быть по возможности кратны размерам кладочных изделий.

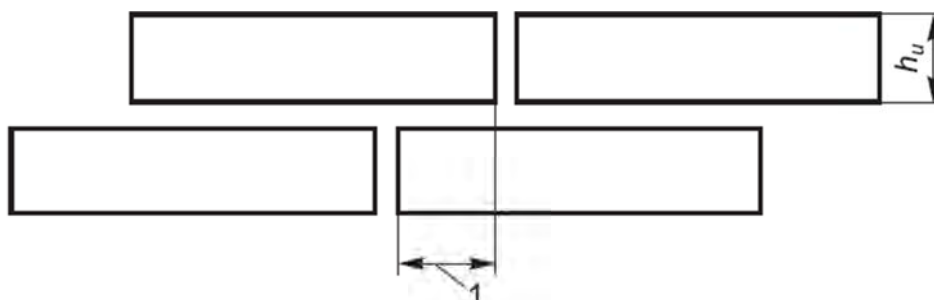


Рис. 7.1. Размер перевязки кладочных изделий:  
 $l$  – размер перевязки



Перевязки, не соответствующие требованиям, предъявляемым к их размеру, допускается применять в армированной каменной кладке согласно соответствующим опытным данным или на основании результатов испытаний.

*Примечание.* В армированной каменной кладке размер перевязки допускается устанавливать в зависимости от расчетных параметров арматуры.

В местах стыка ненесущих и несущих стен следует учитывать различную деформацию вследствие ползучести и усадки. Стены, состыкованные без перевязки, соединяют гибкими элементами, допускающими возникновение деформации.

При жестком соединении различных материалов следует учитывать различие их деформационных свойств.

### **Растворные швы**

Горизонтальные и вертикальные (стыковые) швы из стандартного и легкого кладочных растворов должны иметь фактическую толщину не менее 6 мм, но не более 15 мм. Горизонтальные и вертикальные (стыковые) швы из тонкослойного кладочного раствора должны иметь фактическую толщину не менее 0,5 мм, но не более 3 мм.

*Примечание.* В отдельных случаях швы толщиной от 3 до 6 мм допускается создавать с применением специального кладочного раствора, если в расчет был заложен стандартный кладочный раствор.

Горизонтальные растворные швы должны быть расположены горизонтально, если проектировщиком не заданы другие условия.

При применении кладочных изделий с растворными карманами вертикальные (стыковые) швы должны быть заполнены кладочным раствором по всей высоте изделия и не менее чем на 40 % его ширины. Вертикальные (стыковые) швы в армированной каменной кладке, подвергаемой изгибу и сдвигу, полностью заделывают кладочным раствором.

### **Опоры под сосредоточенной нагрузкой**

Передача сосредоточенной нагрузки на каменную кладку должна осуществляться на длине, рассчитываемой по ТКП, но не менее чем 90 мм. Применяют большее из двух значений.

### **Армирование**

Арматуру размещают таким образом, чтобы была обеспечена ее совместная работа с каменной кладкой.

Если в расчете принимается свободное опирание конструкции, необходимо предусматривать соответствующую анкеровку арматуры в каменной кладке.

В изгибаемых элементах арматура должна быть заведена за грань опоры, независимо от наличия защемления каменной кладки на опоре. За грань опоры заводится не менее 50 % требуемой в пролете растянутой арматуры, которая должна быть заанкерена.

В других случаях за грань опоры должно быть заведено не менее 25 % требуемой в пролете площади арматуры, заанкеренной соответствующим образом.

### Защитный слой раствора

Для получения прочного сцепления кладочного раствора с арматурой в горизонтальных швах, должны быть выполнены следующие требования:

– минимальная толщина защитного слоя кладочного раствора; расстояние между арматурой и поверхностью каменной кладки (стены) должно составлять не менее 15 мм (рис. 7.2);

– толщина защитного слоя кладочного раствора в горизонтальных швах, расположенных выше или ниже арматуры, для стандартного и легкого кладочных растворов должна быть такой, чтобы толщина швов превышала диаметр арматуры не менее чем на 5 мм.

*Примечание.* Если в одной или обеих опорных поверхностях кладочного изделия предусмотрена канавка для размещения арматуры, то минимальная толщина защитного слоя может быть обеспечена при более тонких швах.

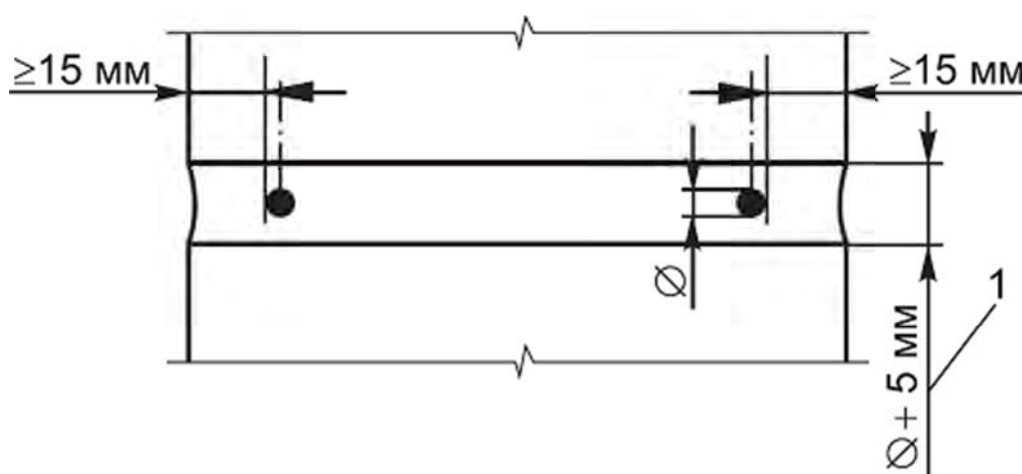


Рис. 7.2. Толщина защитного слоя арматуры в горизонтальных швах:  
1 – для стандартного и легкого растворов

При заполненных полостях или применении специальных соединений минимальная толщина защитного слоя кладочного раствора или бетона должна составлять 20 мм или соответствовать диаметру стержня. Применяют большее из значений.

Минимальная толщина защитного слоя торцевых концов всех арматурных стержней (кроме стержней из нержавеющей стали) должна соответствовать толщине арматурных стержней из конструкционной стали без слоя антикоррозионной защиты.

### Минимальная площадь поперечного сечения арматуры

В элементах конструкций из армированной каменной кладки, в которых арматуру учитывают при расчете сопротивления элемента, площадь поперечного сечения основной арматуры должна составлять не менее 0,05 % расчетной (эффективной) площади сечения каменной кладки. В этом случае площадь сечения каменной кладки определяется как произведение расчетной ширины и высоты поперечного сечения элемента конструкции.

В стенах, в которых арматура горизонтальных швов предусмотрена для повышения сопротивления горизонтальным (перпендикулярным к плоскости стены) воздействиям, общая площадь сечения арматуры должна составлять не менее 0,03 % общей площади поперечного сечения стены (то есть 0,015 % по растянутой и сжатой граням сечения стены).

В случае, если армирование горизонтальных швов каменной кладки применяют для ограничения ширины раскрытия трещин и увеличения расстояния между деформационными швами, площадь поперечного сечения арматуры должна составлять не менее 0,03 % площади общего поперечного сечения стены.

В армированных в одном направлении двухслойных стенах, в которых промежуточные пространства заполняются раствором или бетоном, перпендикулярно основной арматуре, как правило, устанавливают поперечную арматуру, площадь сечения которой должна составлять не менее 0,05 % площади общего поперечного сечения элемента конструкции, определяемой как произведение общей ширины и расчетной высоты поперечного сечения элемента.

Если в каменной кладке требуется установка арматуры, работающей на сдвиг, то площадь ее поперечного сечения должна составлять не менее 0,05 % площади общего поперечного сечения элемента конструкции, определяемой как произведение общей ширины и расчетной высоты поперечного сечения.

### **Размеры арматуры**

Размеры арматуры должны обеспечивать ее проектное положение в растворе или бетоне.

Минимальный диаметр арматурных стержней принимают равным 5 мм.

Максимальный размер арматуры рассчитывают при условии, что не превышены напряжения сцепления, при этом толщина защитного слоя бетона или кладочного раствора должна соответствовать требованиям, изложенным выше.

### **Анкеровка и стыковка. Анкеровка растянутой и сжатой арматуры**

Арматура должна иметь достаточную длину зоны анкеровки, которая обеспечивает передачу усилий на раствор или бетон и исключает продольное трещинообразование или раскалывание каменной кладки.

Анкеровку допускается осуществлять при помощи прямых концов стержней, крюков и петель. Альтернативно передача усилий может осуществляться посредством других анкерных устройств, проверенных испытаниями.

Анкеровку при помощи прямых концов стержней или угловых крюков (рис. 7.3, а, б) не применяют для гладких стержней диаметром более 8 мм. Анкеровку с помощью крюков и петель (рис. 7.3, в, г) не применяют для сжатой арматуры.

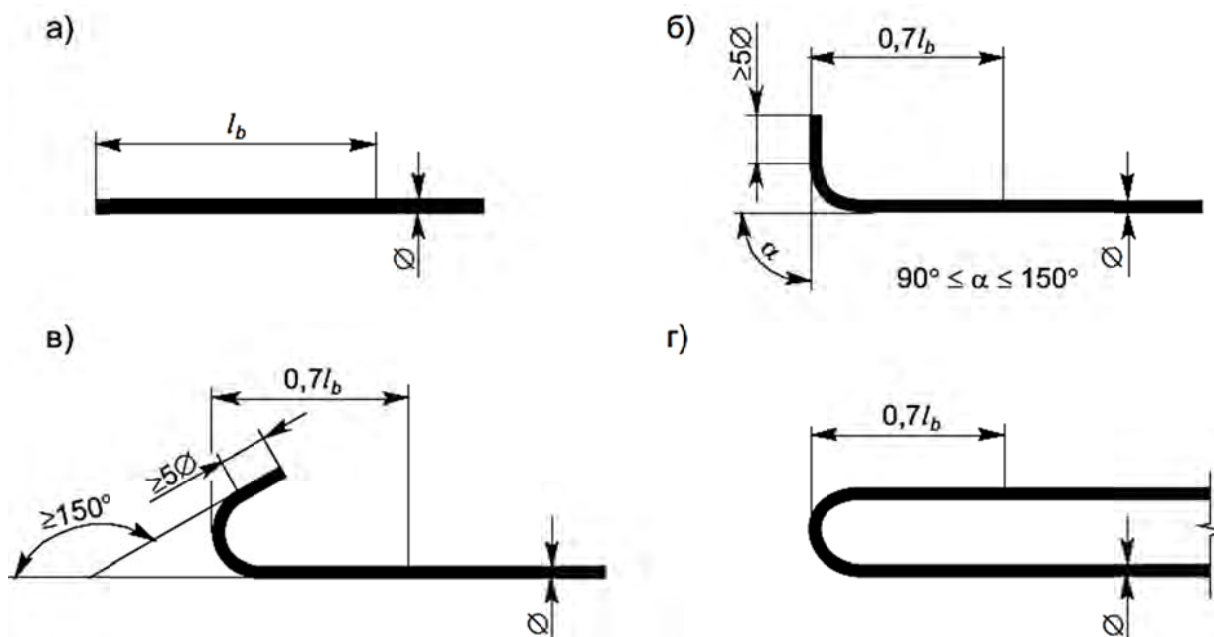


Рис. 7.3. Элементы анкерного крепления:  
*a* – прямой конец стержня; *б* – угловой крюк; *в* – крюк; *г* – петля

Необходимую длину зоны анкерования стержня  $l_b$  (мм), при условии равномерного распределения напряжения сцепления, определяют по формуле

$$l_b = \frac{d}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bod}}, \quad (7.1)$$

где  $d$  – расчетный диаметр арматуры, мм;

$f_{yd}$  – расчетное значение прочности на растяжение арматуры, МПа;

$f_{bod}$  – расчетное значение прочности сцепления арматуры, МПа.

Для концов стержней с крюками, угловыми крюками и петлями длину зоны анкерования стержней при растягивающем усилии допускается уменьшать до  $0,7l_b$ .

При применении арматуры большего поперечного сечения, чем требуется по расчетам, длину зоны анкерования допускается уменьшать пропорционально отношению требуемой по расчету к фактической площади сечения арматуры, при этом:

– в растянутом стержне длина зоны анкерования должна быть не менее, чем большее из следующих значений:  $0,3l_b$  или 10-кратное значение диаметра стержня, или 100 мм;

– в сжатом стержне длина зоны анкерования должна быть не менее, чем большее из следующих значений:  $0,6l_b$  или 10-кратное значение диаметра стержня, или 100 мм.

По длине зоны анкерования арматурных стержней должна быть предусмотрена равномерно распределенная поперечная арматура, из которой не менее чем один стержень должен находиться в зоне изогнутой анкерровки. Общая площадь сечения поперечной арматуры должна составлять не менее 25 % площади поперечного сечения арматурного стержня, закрепленного на длине зоны анкерровки.

## Стыковка растянутой и сжатой арматуры

Длина нахлестки арматуры должна обеспечивать передачу расчетных усилий.

Для определения длины нахлестки двух арматурных стержней расчет производят по меньшему диаметру стержня.

Длину нахлестки арматурных стержней принимают равной:

$l_b$  – при действии сжимающих и растягивающих усилий, если в сечении состыковано менее 30 % стержней, расстояние в свету между состыкованными стержнями в поперечном направлении не менее 10-кратного значения диаметра стержня и толщина защитного слоя бетона или раствора не менее пятикратного диаметра стержня;

$1,4l_b$  – при действии растягивающих усилий, если в сечении состыковано не менее 30 % стержней или расстояние в свету в поперечном направлении между состыкованными стержнями менее 10-кратного значения диаметра стержня, или толщина защитного слоя бетона или раствора не менее пятикратного диаметра стержня;

$2l_b$  – при действии растягивающих усилий, если в сечении состыковано не менее 30 % стержней или расстояние в свету в поперечном направлении между состыкованными стержнями менее 10-кратного значения диаметра стержня, или толщина защитного слоя бетона или раствора менее пятикратного диаметра стержня.

В местах с высокой нагрузкой или с изменением размеров сечения (например, при изменении толщины стены) стыки арматуры размещать не допускается. Расстояние в свету между двумя стыкуемыми стержнями должно составлять не менее двукратного диаметра стержня или 20 мм. Применяют большее из значений.

## Анкеровка арматуры, работающей на сдвиг

Как правило, анкеровку арматуры, работающей на сдвиг, включая хомуты, осуществляют с помощью угловых крюков или крюков (рис. 7.4) с поперечным стержнем арматуры в пределах крюка или углового крюка.

Анкеровка считается выполненной, если закругление крюка заканчивается прямолинейным участком, длина которого равна пятикратному значению диаметра стержня или 50 мм (принимают большее из значений). При применении углового крюка анкерное крепление обеспечено, если закругление заканчивается прямолинейным участком, длина которого равна 10-кратному диаметру стержня или 70 мм (применяют большее из значений).

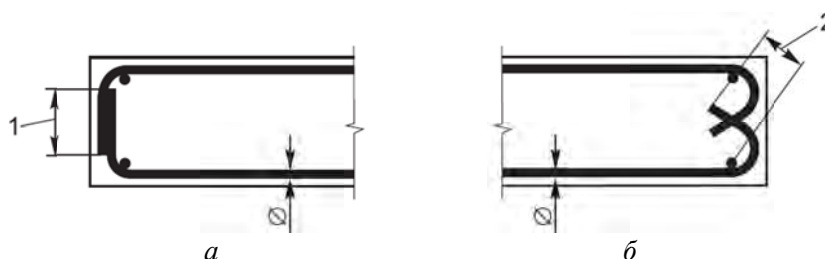


Рис. 7.4. Анкеровка арматуры, работающей на сдвиг:  
а – с угловым крюком; б – с крюком  $1-10 \varnothing$  или 70 мм, применяют большее значение;  $2-5 \varnothing$  или 50 мм, применяют большее значение

### **Анкеровка концевых участков продольной растянутой арматуры**

В изгибаемых элементах, кроме крайней опоры, каждый арматурный стержень должен заводиться за точку, в которой он по расчету не требуется, на длину, равную рабочей высоте сечения элемента  $d$  или 12-кратному диаметру стержня (применяют большее из значений). Сечение, в котором обрывается в пролете арматурный стержень не требуется по расчету (точка теоретического обрыва), должно быть расположено там, где с учетом только стержней, проходящих на всю длину элемента, расчетное значение сопротивления сечения изгибу не менее расчетного значения изгибающего момента.

В элементах, работающих на изгиб, не менее 25 % растянутой арматуры, требуемой по расчету в середине пролета, должно быть заведено за грань опоры. Данная арматура должна быть заанкерена.

### **Размещение поперечной арматуры при продольном армировании каменной кладки**

При действии вертикальных сжимающих усилий должна быть обеспечена местная устойчивость арматурных стержней.

В элементах, в которых площадь сечения продольной арматуры превышает 0,25 % площади сечения каменной кладки, включая сечение бетона заполнения, или в которых при действии расчетного значения продольного усилия используется более 25 % расчетного значения сопротивления сжатию сечения элемента, продольные арматурные стержни должны быть соединены с поперечной арматурой в виде хомутов.

Если требуется установка хомутов, то их диаметр должен составлять не менее 4 мм или не менее 1/4 максимального диаметра продольных стержней (применяют большее из значений). Расстояние между хомутами не должно превышать меньшее из следующих значений:

- наименьший поперечный размер стены;
- 300 мм;
- 12-кратный диаметр продольной арматуры.

Вертикальные стержни, расположенные в углах сечения, должны охватываться всеми хомутами. При этом угол между двумя смежными участками хомута должен составлять не более  $135^\circ$ .

Промежуточные вертикальные стержни должны быть охвачены только каждым вторым хомутом.

### **Расстояние между стержнями арматуры**

Расстояние между стержнями арматуры должно обеспечивать укладку и уплотнение бетона или раствора.

Расстояние в свету между соседними параллельно расположенными арматурными стержнями должно быть не менее размера крупной фракции заполнителя плюс 5 мм или не менее диаметра стержня, или не менее 10 мм. Применяют большее из значений.

Расстояние между стержнями растянутой арматуры должно составлять не более 600 мм.

В случаях, когда применяют арматуру, работающую на сдвиг, расстояние между хомутами не должно превышать 0,75 значения рабочей высоты поперечного сечения элемента конструкции или 300 мм (применяют меньшее из значений).

### **Соединения стен. Соединения стен с перекрытиями и покрытием**

Соединения стен, примыкающих к перекрытиям и покрытию, должны быть такими, чтобы горизонтальные расчетные нагрузки могли передаваться на перекрытия и покрытие.

Передачу горизонтальных нагрузок на элементы жесткости (связевые конструкции, поперечные стены) следует осуществлять через конструкции перекрытия или покрытия, например монолитные или сборные железобетонные перекрытия или деревянное перекрытие, если конструкция перекрытия или покрытия работает как жесткий диск. Допускается выполнять монолитный железобетонный пояс, который в состоянии передавать действующие усилия сдвига и изгибающие моменты.

Усилия от стен на элементы жесткости должны передаваться посредством сил трения, возникающих между несущими элементами, или через анкерные устройства.

Длина опирания плит перекрытий и покрытия на стены должна обеспечивать достаточное сопротивление сжатию и сдвигу опорных участков каменной кладки. Следует учитывать допуски при изготовлении и монтажные допуски.

Минимальную длину опирания плит перекрытий и покрытий на стены определяют расчетом.

### **Соединение с помощью анкеров**

Анкеры должны воспринимать горизонтальные усилия, возникающие между стеной и элементом жесткости.

Шаг анкеров между стенами и перекрытиями или покрытием должен составлять не более 2 м, а в зданиях с количеством этажей более четырех – не более 1,25 м.

### **Соединение посредством трения**

Если плиты перекрытия и покрытия или монолитные железобетонные пояса опираются непосредственно на стену, то сопротивление сдвигу, обусловленное трением, должно обеспечивать передачу горизонтальных нагрузок.

### **Железобетонные пояса**

В зданиях высотой более трех этажей устраивают монолитные железобетонные пояса, объединяющие все несущие стены здания. Монолитные железобетонные пояса размещаются в уровне каждого перекрытия или непосредственно под ним и должны быть в состоянии воспринимать расчетное значение растягивающего усилия (Н), определяемого из условия

$$F_{line, per} = l_1 \cdot 10 \text{ кН/м} \leq 90 \text{ кН}, \quad (7.2)$$

где  $l_1$  – расстояние между поперечными стенами-диафрагмами жесткости, мм.

Железобетонные пояса должны иметь не менее двух продольных арматурных стержней с минимальной площадью сечения  $150 \text{ мм}^2$ . Стыки арматуры выполняют согласно нормам [19] и, по возможности, со смещением. Параллельно проходящую арматуру допускается учитывать с полным поперечным сечением при условии, что она находится в перекрытиях или оконных перемычках на удалении не более  $0,5 \text{ м}$  от середины стены и перекрытия. Площадь поперечного сечения железобетонных поясов должна составлять не менее  $0,025 \text{ м}^2$ .

### **Соединения между стенами. Пересечения стен**

Примыкающие друг к другу стены соединяют между собой таким образом, чтобы обеспечивалась взаимная передача вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Соединение в зоне примыкания стены осуществляют двумя способами:

- перевязкой каменной кладки;
- анкерами или армированием, связывающим каждую стену.

Соединяемые несущие стены следует возводить одновременно.

### **Двухслойные стены с воздушным зазором и двухслойные стены с облицовочным слоем**

Соединение слоев двухслойной стены с воздушным зазором должно обеспечивать их совместную работу.

Количество анкерных связей для соединения слоев двухслойной стены с воздушным зазором или облицовочного слоя с кладкой несущего слоя двухслойной стены с облицовочным слоем должно приниматься по расчету (7.3). Количество анкерных связей должно быть не менее пяти на  $1 \text{ м}^2$ . Применяют большее из значений.

При ветровом воздействии на стены анкерные связи, соединяющие оба слоя, должны передавать ветровые воздействия от нагруженного слоя на другой слой или на опорные стены и пилястры.

Количество анкерных связей на  $1 \text{ м}^2$  площади стены  $n_t$  определяют по формуле, при этом их количество должно быть не менее пяти:

$$n_t \geq \frac{W_{Ed}}{F_d}, \quad (7.3)$$

где  $W_{Ed}$  – расчетное значение горизонтальной (поперечной) нагрузки на единицу площади стены,  $\text{Н/мм}^2$ ;

$F_d$  – расчетное значение сопротивления анкерной связи сжатию или растяжению в применяемом расчетном случае,  $\text{МПа}$ .

*Примечание 1.* Согласно стандарту [16] изготовитель указывает расчетное значение сопротивления анкерной связи. Данное значение должно быть разделено на  $\gamma_M$ .

*Примечание 2.* Анкерные связи выбирают таким образом, чтобы незначительные смещения между слоями не вызывали повреждений.



Для двухслойной стены с облицовочным (декоративным) слоем значение  $W_{Ed}$  рассчитывают при условии передачи анкерными связями всей горизонтальной ветровой нагрузки, воздействующей на облицовочный слой, на находящуюся за ним опорную конструкцию.

В двухслойной стене с облицовочным слоем по периметру проемов, на углах здания и вблизи температурных вертикальных швов необходимо устанавливать дополнительные анкерные связи на расстоянии 25 см от края с шагом в три ряда по высоте кладки облицовки (на углах расстояние считают по внутренним граням наружного слоя).

На углах следует выполнять конструктивное армирование кладки облицовочного слоя сетками, располагаемыми с шагом не более 60 см на всю высоту стены. Армирование выполняют Г-образными сварными сетками на длину не менее 1 м от угла или до вертикального деформационного шва, если он расположен ближе. На прямолинейных участках допускается укладывать сетки внахлест, длина которого должна составлять не менее 40 см.

### **Двухслойные стены без воздушного зазора**

Слои двухслойной стены без воздушного зазора должны быть надежно соединены между собой.

Анкерные связи, соединяющие между собой слои двухслойной стены без воздушного зазора, принимаются по расчету (7.3). Анкерные связи должны быть равномерно распределены по площади стены, количество анкерных связей должно составлять не менее пяти на  $1 \text{ м}^2$  площади стены.

*Примечание.* Для соединения слоев двухслойной стены без воздушного зазора могут быть применены арматурные сетки в горизонтальных швах.

### **Борозды и выемки в стенах**

Борозды и выемки не должны влиять на устойчивость стены.

Устройство борозд и выемок в перемычках и других несущих элементах стены не допускается. Устройство борозд и выемок в армированной каменной кладке допускается только после согласования с проектной организацией.

В двухслойных стенах с воздушным зазором расположение борозд и выемок устанавливают для каждого слоя стены.

### **Вертикальные борозды и выемки**

Снижение сопротивления сжатию, сдвигу и изгибу из-за вертикальных борозд и выемок допускается не учитывать, если глубина борозд и выемок не превышает указанную в табл. 7.1. При определении глубины борозд и выемок следует учитывать борозды и выемки, выполняемые при возведении каменной кладки. При превышении предельных значений глубины борозд и выемок сопротивление сжатию, сдвигу и изгибу проверяют расчетным путем с учетом уменьшенного за счет устройства борозд и выемок поперечного сечения элемента каменной кладки.

Размеры вертикальных борозд и выемок в каменной кладке,  
допустимые без расчета, мм

Толщина стены	Размеры борозд и выемок, выполняемых в готовой кладке		Размеры борозд и выемок, выполняемых при возведении каменной кладки	
	максимальная глубина	минимальная глубина	остающаяся минимальная толщина кладки	максимальная ширина
от 85 до 115 включ.	30	100	70	300
от 115 до 175	30	125	90	300
от 175 до 225	30	150	140	300
от 225 до 300	30	175	175	300
более 300	30	200	215	300

*Примечание 1.* Максимальную глубину борозд и выемок следует определять с учетом всех углублений, образованных при выполнении борозд и выемок.

*Примечание 2.* Вертикальные борозды, расположенные над перекрытием на высоте не более чем на 1/3 высоты этажа, при толщине стены более 225 мм могут иметь глубину до 80 мм и ширину до 120 мм.

*Примечание 3.* Расстояние по горизонтали между соседними бороздами или между бороздой и выемкой или проемом должно составлять не менее 225 мм.

*Примечание 4.* Расстояние по горизонтали между соседними выемками, независимо от места их расположения (с одной или двух сторон), и между выемкой и проемом должно составлять не менее двухкратной ширины более широкой выемки.

*Примечание 5.* Общая ширина вертикальных борозд и выемок должна составлять не более 0,13 длины расчетного участка стены.

### Горизонтальные и наклонные борозды

Горизонтальные и наклонные борозды должны быть расположены в зонах, выше или ниже перекрытия на 1/8 высоты этажа в свету. Глубина борозды должна быть менее указанной в табл. 7.2 при условии, что эксцентриситет расчетной вертикальной нагрузки, действующей в этой зоне, составляет менее  $t/3$ . При определении глубины борозд следует учитывать борозды и выемки, выполняемые при возведении каменной кладки. При превышении предельных значений глубины борозд сопротивление сжатию, сдвигу и изгибу проверяют расчетным путем с учетом уменьшенного за счет борозд поперечного сечения элемента каменной кладки.

Размеры горизонтальных и наклонных борозд в каменной кладке, допустимые без расчета, мм

Толщина стены	Максимальная глубина	
	неограниченная длина	длина $\leq 1250$
от 85 до 115 включ.	0	0
от 115 до 175	0	15
от 175 до 225	10	20
от 225 до 300	15	25
более 300	20	30

*Примечание 1.* Максимальную глубину борозды определяют с учетом углубления, образованного при выполнении борозды.

*Примечание 2.* Расстояние по горизонтали между концом борозды и проемом должно составлять не менее 500 мм.

*Примечание 3.* Расстояние по горизонтали между соседними бороздами ограниченной длины, независимо от места их расположения (с одной или двух сторон), должно составлять не менее двукратной длины самой длинной борозды.

*Примечание 4.* В стенах толщиной более 175 мм допустимую глубину борозды допускается увеличивать на 10 мм при условии использования инструмента, с помощью которого производится точное определение необходимой глубины борозды. При применении инструмента для выполнения борозд глубиной до 10 мм по обеим сторонам стены остаточная толщина стены должна составлять не менее 225 мм.

*Примечание 5.* Ширина борозды должна составлять не более половины остаточной толщины стены.

### Деформационные швы

Температурно-усадочные швы в стенах следует устраивать в местах возможной концентрации температурных и усадочных деформаций, которые могут вызвать недопустимые по условиям эксплуатации разрывы кладки, трещины, перекосы и сдвиги кладки по швам (по концам протяженных армированных и стальных элементов, а также в местах значительного ослабления стен отверстиями или проемами). Расстояния между температурно-усадочными швами устанавливают расчетом.

Максимальные расстояния между температурно-усадочными швами, которые допускается принимать без расчета в отапливаемых зданиях для неармированных наружных однослойных стен, двухслойных стен без воздушного зазора, а также для внутренних слоев двухслойных стен с воздушным зазором:

- из керамических кладочных изделий с заполненными вертикальными швами – 30 м, с незаполненными вертикальными швами – 25 м;
- из других видов кладочных изделий с заполненными вертикальными швами – 25 м, с незаполненными вертикальными швами – 20 м.

Расстояние между вертикальными деформационными швами (в мм) на прямолинейных участках несущего наружного неармированного слоя двухслойных стен с воздушным зазором или несущих стен неотапливаемых зданий определяют из условия

$$l_r \leq -\ln \left( 1 - \frac{\varepsilon_{mt}}{\varepsilon_{sum} K} \cdot \frac{h}{0,23} \right),$$

где  $\varepsilon_{mt}$  – предельная относительная деформация каменной кладки при осевом растяжении (табл. 7.3);

$\varepsilon_{sum}$  – суммарная деформация кладки за счет усадки  $\varepsilon_s$  и перепада температур  $\varepsilon_t$ ;

$K$  – коэффициент ограничения деформаций по нижнему обрезу стены, принимаемый по табл. 7.4;

$h$  – высота стены, мм.

Таблица 7.3

Предельная относительная деформация каменной кладки при осевом растяжении  $\varepsilon_{mt}$

Вид кладки	$\varepsilon_{mt}$
Из силикатных кладочных изделий	1/20000
Из керамических кладочных изделий	1/8500
Из бетонных кладочных изделий	1/10500
Из кладочных изделий из природного камня	1/8500

Таблица 7.4

Коэффициент ограничения деформаций кладки  $K$

$K$	Вид и конструкция слоя между кладкой и опорой (фундамент или плита перекрытия)
От 0,4 до 0,6 включ.	Два разделительных слоя вплотную друг к другу (например, полиэтиленовая пленка)
От 0,6 до 0,8 включ.	Один разделительный слой
От 0,8 до 1,0 включ.	Без разделительного слоя, кладочный раствор

Максимальные расстояния между вертикальными деформационными швами, которые допускается принимать без расчета, для несущего наружного не-

армированного слоя двухслойных наружных стен с воздушным зазором, облицовочного слоя двухслойных стен или однослойных стен неотапливаемых зданий:

- кладка из керамических кладочных изделий – 12 м;
- кладка из силикатных кладочных изделий – 8 м;
- кладка из бетонных кладочных изделий – 6 м;
- кладка из кладочных изделий из ячеистого бетона автоклавного твердения – 6 м;
- кладка из кладочных изделий из природного камня – 12 м.

*Примечание.* Максимальное горизонтальное расстояние между вертикальными деформационными швами можно увеличить при армировании горизонтальных швов каменной кладки сетками.

Вертикальные швы на углах здания в наружном слое двухслойных наружных стен с воздушным зазором должны располагаться на расстоянии 250–500 мм от угла по одной из сторон.

Расстояние между горизонтальными деформационными швами в ненесущем наружном слое двухслойных наружных стен с воздушным зазором не должно превышать 9 м.

### **Производство работ**

Работы по возведению каменных и армокаменных конструкций должны производиться в соответствии с установленными требованиями, с соблюдением допустимых отклонений.

Устойчивость строительного сооружения или отдельных стен обеспечивается в процессе выполнения строительных работ. При необходимости на строительной площадке выполняют раскрепление конструкций.

Нагружение каменной кладки допускается только после набора соответствующей прочности.

Засыпку пазух подпорных стен допускается осуществлять после достижения прочности кладки, позволяющей воспринимать нагрузки, обусловленные засыпкой (уплотнением и вибрацией).

При производстве работ следует осуществлять постоянный контроль за нераскрепленными стенами, подвергаемыми воздействию ветровых и строительных нагрузок. При необходимости для обеспечения устойчивости таких стен требуется устройство временных опор.

### **Допустимые отклонения размеров и расположения элементов в каменных и армокаменных конструкциях**

В процессе производства работ контролируют размеры и расположение элементов конструкций.

Отклонения элементов конструкций от проектного положения не должны превышать значения, установленные в проектной документации и приведенные в табл. 7.5. Если значения отклонений не установлены в проектной документации, допустимые отклонения следует указывать в соответствии с табл. 7.5 и рис. 7.5.

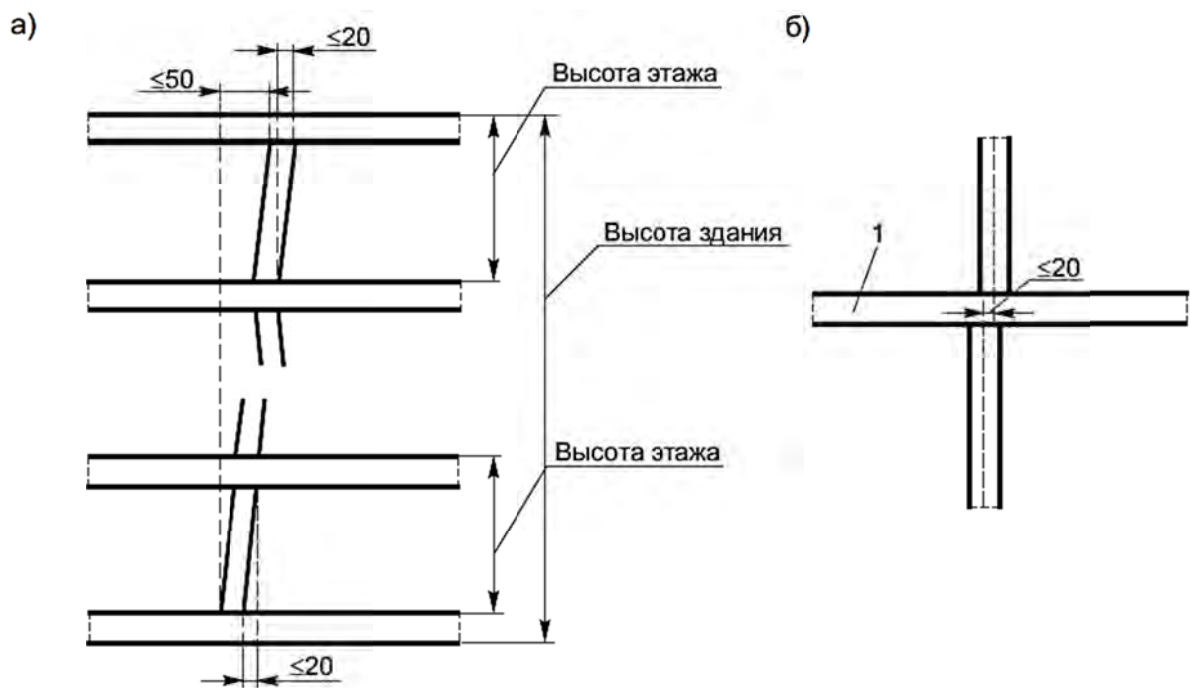


Рис. 7.5. Максимальные вертикальные отклонения:

*a* – отклонение стен от вертикальной оси; *б* – смещение стен относительно вертикальной оси;  
*1* – междуэтажное перекрытие

Таблица 7.5

### Допустимые отклонения элементов конструкций

Расположение	Максимальное отклонение
вертикальность	
На один любой этаж	$\pm 20$ мм
На общую высоту здания в три этажа и более	$\pm 50$ мм
Смещение относительно вертикальной оси	$\pm 20$ мм
прямолинейность <sup>1)</sup>	
На 1 м в любом направлении	$\pm 10$ мм
На 10 м	$\pm 50$ мм
толщина	
Отдельного слоя стены <sup>2)</sup>	$\pm 5$ мм или $\pm 5$ % от толщины слоя (принимают большее из значений)
Всей многослойной стены с воздушным зазором	$\pm 10$ мм
<sup>1)</sup> Отклонение от прямолинейности измеряют от прямой линии начала отсчета между любыми двумя точками. <sup>2)</sup> За исключением слоев, соответствующих установленной ширине или длине кладочного изделия, когда допуски на размер элементов принимаются в зависимости от толщины слоя.	

Если не установлено иное, первый ряд кладки не должен выступать за край перекрытия или фундамента более чем на 15 мм.

## 8. ДОЛГОВЕЧНОСТЬ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Проектирование каменных и армокаменных конструкций должно обеспечивать их достаточную долговечность с учетом основных условий окружающей среды, в которых будут эксплуатироваться эти конструкции.

### Классификация условий окружающей среды

Классификация микроусловий эксплуатации завершенной каменной кладки, соответствующая требованиям прил. А норм [19], приведена в табл. А.1 прил. А.

### Долговечность каменной кладки. Кладочные изделия

Долговечность кладочных изделий должна соответствовать предусмотренному сроку службы объекта с учетом основных условий окружающей среды.

*Примечание.* Требования к долговечности кладочных изделий приведены в прил. Б норм [18].

### Кладочный раствор

Кладочный раствор должен быть устойчивым к основным условиям окружающей среды в течение планируемого срока службы строительного объекта и не должен содержать компонентов, отрицательно влияющих на показатели и долговечность кладочного раствора и применяемых строительных материалов.

*Примечание.* Требования по проектированию и производству работ для обеспечения долговечности растворных швов приведены в прил. Б [18].

### Арматурная сталь

Арматурная сталь должна быть устойчива к коррозии или защищена долговечным покрытием, чтобы при укладке в соответствии с правилами применения сохранять устойчивость к местным условиям окружающей среды в течение планируемого срока службы строительного объекта.

Если необходимо защитить нелегированную сталь для обеспечения долговечности, ее оцинковывают или покрывают другим защитным покрытием, например из эпоксидной смолы.

Вид арматурной стали и минимальные уровни ее защиты выбирают с учетом класса микроусловий эксплуатации для соответствующего места применения. Рекомендации по выбору арматурной стали приведены в табл. 8.1.

При применении незащищенной конструкционной стали толщина защитного слоя бетона  $c_{nom}$  должна обеспечивать защиту арматуры. В табл. 8.2 приведены рекомендуемые значения  $c_{nom}$ .

## Выбор арматурной стали для обеспечения долговечности

Класс микроусловий эксплуатации <sup>1)</sup>	Минимальная защита арматурной стали	
	сталь уложена в кладочном растворе	сталь уложена в бетоне при толщине защитного слоя бетона ниже, чем установлено в 8.3.3.4 норм [19]
MX1	Незащищенная нелегированная сталь <sup>2)</sup>	Незащищенная нелегированная сталь
MX2	Нелегированная сталь с утолщенным слоем цинка или равнозначным защитным покрытием <sup>3)</sup>	Незащищенная нелегированная сталь или нелегированная сталь с утолщенным слоем цинка или равнозначным защитным покрытием при заполнении полостей кладочным раствором
	Незащищенная нелегированная сталь в каменной кладке со слоем штукатурки на стороне, подвергаемой нагрузке <sup>4)</sup>	
MX4	Аустенитная нержавеющая сталь AISI 316 Нелегированная сталь с утолщенным слоем цинка или равнозначным защитным покрытием <sup>2)</sup> со слоем штукатурки на стороне, подвергаемой нагрузке <sup>4)</sup>	Аустенитная нержавеющая сталь AISI 316
MX5	Аустенитная нержавеющая сталь AISI 316 или AISI 3045	Аустенитная нержавеющая сталь AISI 316 или AISI 304 <sup>5)</sup>
<sup>1)</sup> Прил. А. <sup>2)</sup> Для наружного слоя многослойных наружных стен с возможным увлажнением применяют конструкционную сталь с утолщенным цинковым или равнозначным защитным покрытием (см. сноску « <sup>3)</sup> »). <sup>3)</sup> Нелегированную сталь оцинковывают слоем удельной массой не менее 900 г/м <sup>2</sup> или покрывают цинком удельной массой 60 г/м <sup>2</sup> и прочным покрытием из эпоксидной смолы толщиной не менее 80 мкм и средним значением толщины покрытия 100 мкм. <sup>4)</sup> Применяют стандартный или тонкослойный кладочный раствор прочностью при сжатии не менее 4 МПа. Толщину бокового растворного покрытия увеличивают на 30 мм и каменную кладку оштукатуривают раствором, соответствующим СТБ 1307 или СТБ EN 998-1. <sup>5)</sup> При проектировании объекта необходимо учитывать, что аустенитная нержавеющая сталь не применима в агрессивной среде.		



Рекомендуемые значения минимальной толщины защитного слоя  
бетона  $c_{nom}$  для арматуры из конструкционной стали

Класс микроусловий эксплуатации	Минимальное содержание цемента <sup>1)</sup> , кг/м <sup>3</sup>				
	275	300	325	350	400
	Максимальное водоцементное отношение				
	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Минимальная толщина защитного слоя бетона, мм				
МХ1 <sup>2)</sup>	20	20	20 <sup>3)</sup>	20 <sup>3)</sup>	20 <sup>3)</sup>
МХ2	–	35	30	25	20
МХ3	–	–	40	30	25
МХ4 и МХ5	–	–	–	60 <sup>4)</sup>	50

<sup>1)</sup> В состав смеси входят стандартные заполнители с номинальным размером зерен не более 20 мм. При применении заполнителей с другим размером зерен содержание цемента увеличивают: на 20 % – для заполнителей с размером зерен менее 14 мм и на 40 % – для заполнителей с размером зерен менее 10 мм.

<sup>2)</sup> При минимальной толщине защитного слоя бетона 15 мм допускается применять смесь в пропорции 1:0 – 0,25:3:2 (цемент : известь : песок : заполнитель с размером зерна 10 мм в объемных долях) для достижения соответствия классу микроусловий эксплуатации МХ1.

<sup>3)</sup> Толщину защитного слоя бетона допускается уменьшать до 15 мм, если номинальный размер зерен заполнителя не превышает 10 мм.

<sup>4)</sup> При возможном замораживании влажного бетона следует применять морозостойкий бетон.

Для обеспечения достаточной защиты применяемой арматуры оцинкованные арматурной стали производят только после обработки или гибки стальных стержней.

Для арматурных сеток, укладываемых в горизонтальные швы, антикоррозионную защиту устанавливает изготовитель в соответствии со стандартом [17].

### Вспомогательные изделия

Требования к долговечности вспомогательных изделий (гидроизоляционного слоя в стенах, анкерных связей, крепежных полос, навесных опор, кронштейнов и уголковых опор) приведены в прил. В [18].

### Каменная кладка в грунте

Каменная кладка должна быть защищена от агрессивного воздействия грунта.

Необходимо предусматривать меры по защите каменной кладки от повреждений вследствие воздействия влаги из прилегающего грунта.

При возможном загрязнении грунта агрессивными химическими веществами необходимо обеспечить защиту каменной кладки или для ее возведения предусматривать применение строительных материалов, устойчивых к таким веществам.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

### ОСНОВНАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 8462–85. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе / Госстандарт СССР. – Москва, 1985. – 8 с.
2. СТБ 1008–95\*. Камни бетонные стеновые. Общие технические условия. Переиздание / Госстандарт РБ. – Минск, 2015. – 16 с.
3. СТБ 1052-1–2015. Методы испытаний каменной кладки. Часть 1. Определение прочности при сжатии / Госстандарт РБ. – Минск, 2015. – 9 с.
4. СТБ 1117–98\*. Блоки из ячеистых бетонов стеновые. Технические условия. Переиздание / Госстандарт РБ. – Минск, 2015. – 11 с.
5. СТБ 1160–99. Кирпич и камни керамические. Технические условия с изм. №1–4 / Минстройархитектуры РБ. – Минск, 1999. – 44 с.
6. СТБ 1228–2000\*. Кирпич и камни силикатные. Технические условия. Переиздание / Госстандарт РБ. – Минск, 2015. – 16 с.
7. СТБ 1719–2007\*. Блоки керамические поризованные пустотелые. Технические условия. Переиздание / Госстандарт РБ. – Минск, 2015. – 14 с.
8. СТБ 1787–2007. Кирпич керамический клинкерный. Технические условия / Госстандарт РБ. – Минск, 2015. – 5 с.
9. СТБ EN 10080–2011. Арматура для железобетонных конструкций. Арматура свариваемая. Общие технические условия / Госстандарт РБ. – Минск, 2011. – 53 с.
10. СТБ EN 771-1–2015. Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 1. Кирпич керамический / Госстандарт РБ. – Минск, 2015. – 42 с.
11. СТБ EN 771-2–2014. Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 2. Изделия из плотного силикатного бетона / Госстандарт РБ. – Минск, 2014. – 32 с.
12. СТБ EN 771-3–2014. Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 3. Изделия из бетонов на плотных и пористых заполнителях / Госстандарт РБ. – Минск, 2014. – 32 с.
13. СТБ EN 771-4–2014. Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 4. Изделия из ячеистого бетона автоклавного твердения / Госстандарт РБ. – Минск, 2014. – 27 с.
14. СТБ EN 771-5–2014. Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 5. Изделия из плотных бетонов / Госстандарт РБ. – Минск, 2014. – 28 с.
15. СТБ EN 771-6–2012. Требования к изделиям для каменной кладки. Часть 6. Изделия из природного камня / Госстандарт РБ. – Минск, 2012. – 24 с.
16. СТБ EN 845-1–2012. Требования к вспомогательным изделиям для каменной кладки. Часть 1. Анкерные связи, крепежные полосы, навесные опоры и кронштейны / Госстандарт РБ. – Минск, 2013. – 38 с.
17. СТБ EN 845-3–2012. Требования к вспомогательным изделиям для каменной кладки. Часть 3. Изделия для армирования горизонтальных швов каменной кладки / Госстандарт РБ. – Минск, 2012. – 22 с.

18. ТКП 45-5.02-308–2017. Каменные и армокаменные конструкции. Строительные нормы проектирования / Минстройархитектуры РБ. – Минск, 2017. – 111 с.

19. ТКП EN 1992-1-1–2009\*. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. Переиздание / Минстройархитектуры РБ. – Минск, 2015. – 205 с.

#### ДОПОЛНИТЕЛЬНАЯ ЛИТЕРАТУРА

20. Вахненко, П. Ф. Каменные и армокаменные конструкции / П. Ф. Вахненко. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев: Будівельник, 1990. – 184 с.

21. Гринев, В. Д. Каменные конструкции: учебное пособие / В. Д. Гринев. Новополоцк: ПГУ, 2001. – 147 с.

22. Онищик, Л. И. Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий / Л. И. Онищик // Л: Госуд. изд., 1939. – 208 с.

23. Поляков, С. В. Каменные конструкции / С. В. Поляков, Б. Н. Фалевич // Москва: Госстройиздат, 1960. – 307 с.

24. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81) / ЦНИИСК Госстроя СССР. – Москва: Стройиздат, 1987. – 272 с.

25. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования / Госстрой СССР. – Москва: Стройиздат, 1983. – 40 с.

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### ПРИЛОЖЕНИЕ А (справочное)

#### Классификация микроусловий эксплуатации завершенной каменной кладки

В табл. А.1 приведена классификация микроусловий эксплуатации завершенной каменной кладки с примерами.

Таблица А.1

#### Классификация микроусловий эксплуатации завершенной каменной кладки

Класс	Микроусловия эксплуатации кладки	Примеры каменной кладки в данных условиях
MX1	Сухая среда	Внутренняя часть жилых и общественных зданий, включая внутренние слои наружных многослойных стен с пустотами, не подвергаемых влажностным воздействиям Оштукатуренная каменная кладка в наружных стенах, не подверженных умеренному или сильному дождю и изолированных от влажности прилегающей кладки или материалов
MX2	Воздействие сырости или влажности	
MX2.1	Подверженная воздействию сырости, но не подверженная воздействию циклического замораживания – оттаивания, – а также сульфатов или агрессивных химических веществ	Внутренняя каменная кладка, подверженная воздействию высокой степени испарения воды, например в прачечной. Наружные стены из каменной кладки, защищенные нависающим свесом крыши или верхним рядом кладки, не подверженные воздействию сильного дождя или мороза Каменная кладка, расположенная ниже зоны промерзания в просушиваемом неагрессивном грунте
MX2.2	Подверженная сильной влажности, но не подверженная воздействию циклического замораживания – оттаивания, – а также сульфатов или агрессивных химических веществ	Каменная кладка, не подверженная воздействию мороза или агрессивных химических веществ, находящаяся: в наружных стенах, имеющих перекрывающий ряд кладки или свес крыши; в парапетах; в отдельно расположенных стенах; в земле; под водой

Класс	Микроусловия эксплуатации кладки	Примеры каменной кладки в данных условиях
МХ3	Воздействие влажности и циклического замораживания – оттаивания	
МХ3.1	Подверженная воздействию сырости или влажности и циклического замораживания – оттаивания, – но не подверженная воздействию сульфатов или агрессивных химических веществ	Каменная кладка класса МХ2.1, подверженная воздействию циклического замораживания – оттаивания
МХ3.2	Подверженная воздействию сильной влажности и циклического замораживания – оттаивания, – но не подверженная воздействию сульфатов или агрессивных химических веществ	Каменная кладка класса МХ2.2, подверженная воздействию циклического замораживания – оттаивания
МХ4	Воздействие насыщенного солью воздуха, морской воды или соли для удаления льда	Каменная кладка в прибрежном районе Каменная кладка, прилегающая к дорогам, которые зимой посыпают солью
МХ5	Агрессивная химическая среда	Каменная кладка, находящаяся во взаимодействии с природными грунтами, насыпными грунтами или грунтовыми водами, при наличии влажности и значительной степени сульфатов Каменная кладка, находящаяся во взаимодействии с очень кислыми почвами, загрязненным грунтом или грунтовой водой Каменная кладка вблизи промышленных районов с содержанием в воздухе агрессивных химических веществ
<i>Примечание.</i> При определении класса микроусловий эксплуатации учитывают влияние применяемой обработки и защитной облицовки.		

**ПРИЛОЖЕНИЕ В**  
(справочное)

**Требования к вспомогательным изделиям для каменной кладки**  
(изделия для армирования горизонтальных швов каменной кладки)

Сварные сетки из стальной проволоки.

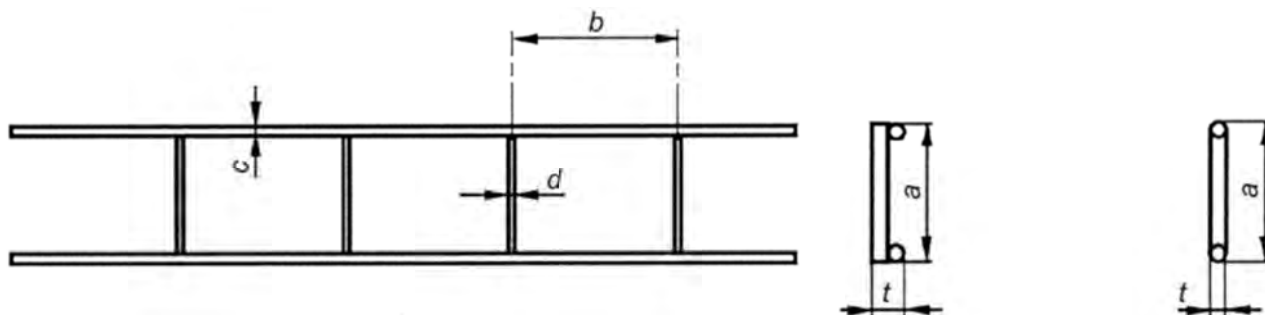


Рис. В.1. Сетка решетчатого типа: вид сверху и поперечное сечение

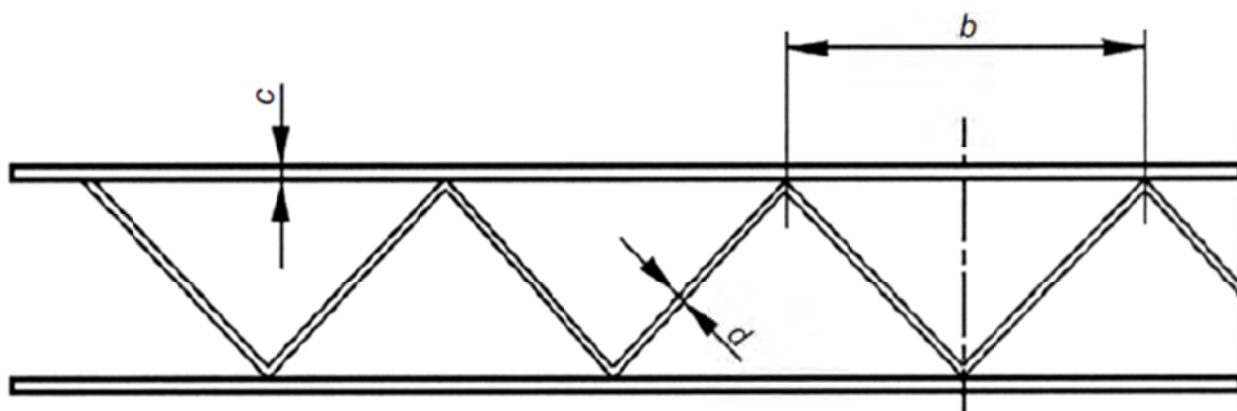


Рис. В.2. Сетка зигзагообразного типа: вид сверху

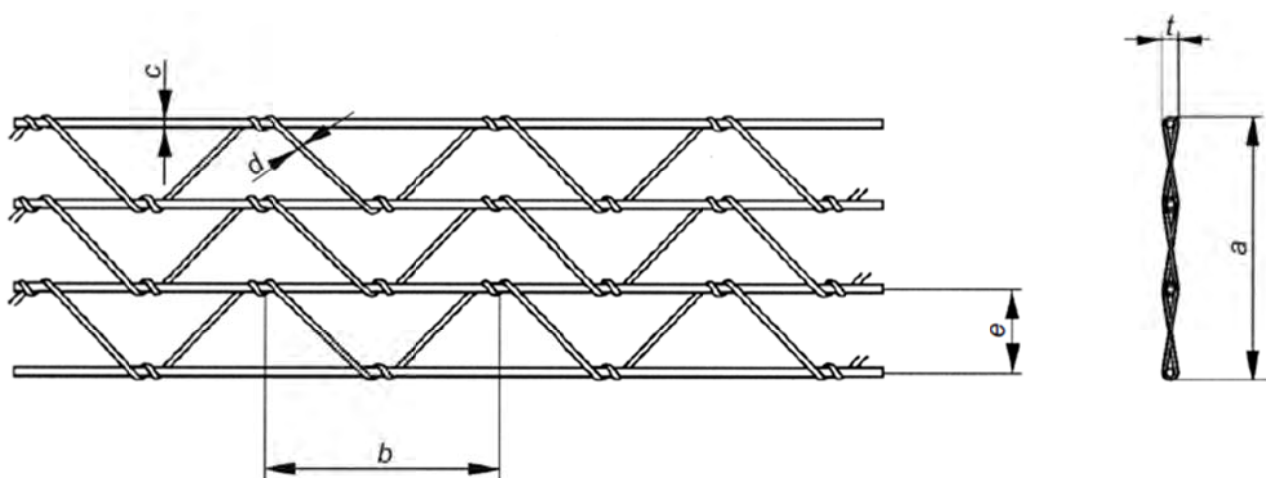


Рис. В.3. Плетеные стальные сетки

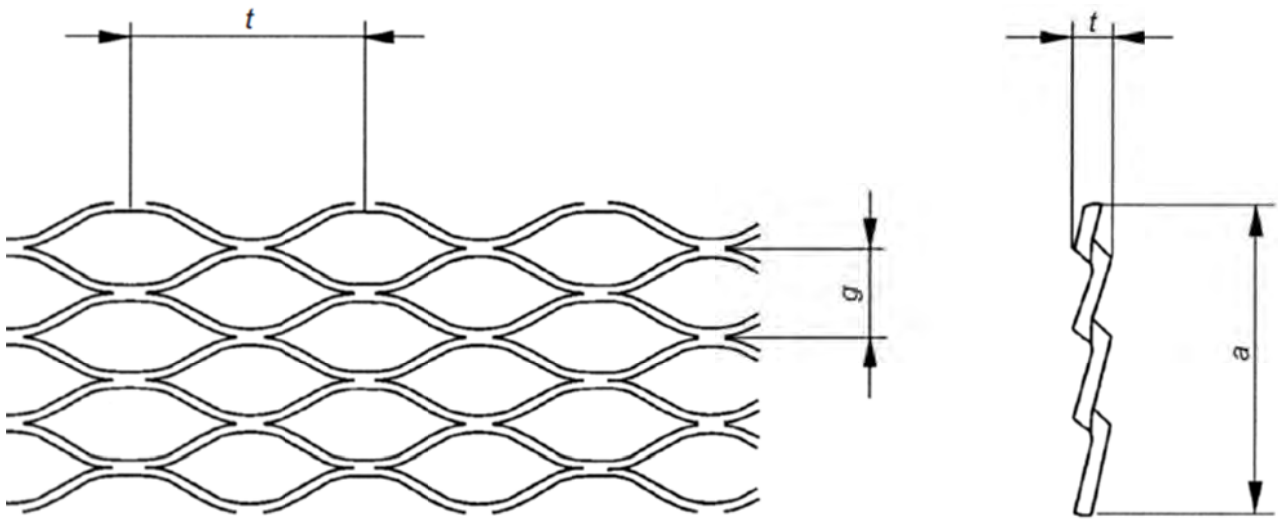


Рис. В.4. Просечно-вытяжные сетки

Учебное издание

**НЕВЕРОВИЧ** Иван Иванович  
**БОНДАРЬ** Вадим Викторович

## **КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

Учебно-методическое пособие  
для слушателей образовательной программы переподготовки  
по специальности 1-70 02 71 «Промышленное  
и гражданское строительство»

Редактор *Ю. В. Ходочинская*  
Компьютерная верстка *Е. А. Беспанской*

Подписано в печать 05.09.2018. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>8</sub>. Бумага офсетная. Ризография.  
Усл. печ. л. 11,16. Уч.-изд. л. 4,36. Тираж 60. Заказ 640.

Издатель и полиграфическое исполнение: Белорусский национальный технический университет.  
Свидетельство о государственной регистрации издателя, изготовителя, распространителя  
печатных изданий № 1/173 от 12.02.2014. Пр. Независимости, 65. 220013, г. Минск.