

Сәулет, қала құрылысы және құрылыс  
саласындағы мемлекеттік нормативтер  
**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ**  
**НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

---

Государственные нормативы в области  
архитектуры, градостроительства и строительства  
**НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ**  
**РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**ТАС КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ**

---

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**ҚР НТҚ 06.1-2011**  
**НТП РК 06.1-2011**

**Ресми басылым**  
**Издание официальное**

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің  
Құрылыс, тұрғын үй–коммуналдық шаруашылық істері және жер  
ресурстарын басқару комитеті

Комитет по делам строительства, жилищно–коммунального хозяйства  
и управления земельными ресурсами Министерства национальной  
экономики Республики Казахстан

**Астана 2015**

**Алғы сөз**

1. **ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, «ЗЦ АТСЭ» ЖШС
2. **ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы.
3. **ҚАБЫЛДАНҒАН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігі Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап.

**Предисловие**

1. **Подготовлен:** АО «КазНИИСА», ТОО «ЗЦ АТСЭ»
2. **Представлен:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
3. **Принят и введен в действие:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от «29» декабря 2014 года № 156-НҚ с 1 июля 2015 года

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі Уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатынсыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды.

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства РК.

## СОДЕРЖАНИЕ

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ .....	1
2 НОРМАТИВНЫЕ СЫЛКИ .....	1
2.1. Общие положения.....	1
2.2 Ссылочные стандарты .....	1
3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ .....	3
3.1 Общие положения.....	3
4 ОСНОВНЫЕ СИМВОЛЫ .....	15
4.1 Латинские буквы.....	15
4.2 Греческие буквы .....	18
4.3 Единицы измерения.....	19
5 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ .....	20
5.1 Общие положения.....	20
5.2 Общие требования к проектированию каменных и армокаменных конструкций .....	21
5.3 Расчетные ситуации.....	22
5.4 Нагрузки и воздействия.....	23
5.5 Общие требования к расчетам каменных и армокаменных конструкций .....	23
5.6 Долговечность конструкций .....	24
6 МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ .....	48
6.1 Общие требования .....	48
6.2 Камни и блоки .....	48
6.3 Блоки бетонные для стен подвалов.....	51
6.4 Фасадные изделия.....	51
6.5 Плитки керамические фасадные .....	52
6.6 Сборные перемычки железобетонные для зданий с кирпичными стенами.....	52
6.7 Гидроизоляция .....	53
6.8 Связи (связевые устройства) каменной кладки, анкеры, стяжки, опоры и консоли .....	53
6.9 Панели гипсобетонные для перегородок.....	53
6.10 Бетон и арматура.....	53
6.11 Растворы строительные для каменных кладок .....	59
7 ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА НЕАРМИРОВАННОЙ И АРМИРОВАННОЙ КАМЕННОЙ КЛАДКИ .....	61
7.1 Основные положения .....	61
7.2 Расчетные и характеристические сопротивления.....	62
7.3 Сцепление раствора с камнем, прочность каменных кладок при растяжении и срезе и прочность сцепления арматуры.....	67
7.4 Упрощенный метод определения характеристического сопротивления кладки ..	74
7.5 Деформации кладки.....	81
7.6 Объемная масса (плотность) кладки .....	85
8 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ .....	86
8.1 Общие положения.....	86
8.2 Прочность в аварийных условиях (за исключением землетрясения и пожара) ...	87
8.3 Отклонения от проектного положения.....	87
8.4 Жесткая и упругая конструктивная схема сооружения. Теория II порядка .....	87
8.5 Расчет эксцентриситета относительно центра жесткости системы .....	88
8.6 Конструктивный анализ элементов каменных конструкций .....	889
9 РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ.....	111
9.1 Неармированная каменная кладка при действии вертикальной нагрузки .....	111

9.2 Неармированная каменная стена при действии усилия среза (сдвига) .....	120
9.3 Изгиб неармированной каменной стены при действии горизонтальных нагрузок .....	121
9.4 Неармированные стены каменной кладки при комбинированной, вертикальной и горизонтальной нагрузках .....	124
9.5 Анкеры (связевые устройства) .....	127
9.6 Армированные элементы конструкции каменной кладки при изгибе, изгибе с внецентренным и центральным сжатием .....	127
9.7 Элементы конструкции каменной кладки при действии поперечной силы .....	135
9.8 Предварительно напряженная каменная кладка .....	138
9.9 Комплексные конструкции .....	139
9.10 Упрощенные методы расчета для стен из неармированных каменных конструкций .....	140
10 РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ ПО ПРИГОДНОСТИ К НОРМАЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ .....	161
10.1 Общие положения .....	161
10.2 Неармированные стены из каменной кладки .....	161
10.3 Армированные элементы конструкции каменной кладки .....	161
10.4 Предварительно напряженные элементы конструкции каменной кладки .....	162
10.5 Элементы конструкций каменной кладки в обойме (огражденная кладка) .....	162
10.6 Стены при смятии (местном сжатии) с нагрузками на часть поверхности .....	162
11 УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ .....	163
11.1 Выполнение каменной кладки .....	163
11.2 Армирование .....	168
11.3 Оснастка для предварительного напряжения .....	175
11.4 Комплексные конструкции (огражденная кладка) .....	175
11.5 Соединения стен .....	176
11.6 Штрабы и выемки в стенах .....	184
11.7 Гидроизоляционные слои .....	187
11.8 Перемычки .....	187
11.9 Температурная и длительная деформации .....	188
12 ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ .....	190
12.1 Общие положения .....	190
12.2 Определение расчетных параметров и конструкция элементов каменной кладки .....	191
12.3 Нагрузка на каменную кладку .....	191
12.4 Приемка, обработка и хранение материалов .....	191
12.5 Изготовление материалов .....	192
12.6 Выполнение кладки .....	194
12.7 Хранение и способы защиты в процессе выполнения .....	195
ПРИЛОЖЕНИЕ А (обязательное) .....	197
ПРИЛОЖЕНИЕ Б (информационное) .....	202
ПРИЛОЖЕНИЕ В (информационное) .....	215
ПРИЛОЖЕНИЕ Г (информационное) .....	217
ПРИЛОЖЕНИЕ Д (информационное) .....	218
ПРИЛОЖЕНИЕ Е (информационное) .....	224
ПРИЛОЖЕНИЕ Ж (информационное) .....	226

## ВВЕДЕНИЕ

Стратегической целью реформы системы технического регулирования, изложенной в Концепции реформирования системы технического регулирования строительной отрасли Республики Казахстан на 2010-2014 годы, является создание благоприятных условий для формирования в Республике Казахстан устойчивой высокой культуры строительства, которая является характерной чертой и показателем развитого общества.

Основным требованием к реформе является приведение строительного законодательства и нормативных технических документов в области технического регулирования в соответствие с зарубежными аналогами, применяющимися в экономически развитых странах;

Государственные нормативы в области архитектуры градостроительства и строительства Республики Казахстан должны быть усовершенствованы в соответствии с основами правового регулирования архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, законодательством и структурой управления на базе действующих в переходный период в Казахстане, а также международных нормативных правовых актов, нормативно-технических документов и иных обязательных и рекомендуемых требований, условий и ограничений.

Главная направленность государственных нормативов – обеспечение охраняемых законом потребностей граждан и общества в создании благоприятной и экологически безопасной среды обитания и жизнедеятельности при осуществлении архитектурной, градостроительной и строительной деятельности, защита прав потребителей проектной и строительной продукции, обеспечение надежности и безопасности строительства, устойчивого функционирования построенных объектов при эксплуатации.



ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ  
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН  
ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

---

DESIGN OF MASONRY STRUCTURES

---

Дата введения - 2015-07-01

## 1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

**1.1** Настоящее нормативно-техническое пособие разработано к "СП РК EN 1996 Проектирование каменных конструкций" и распространяется на проектирование каменных и армокаменных конструкций жилых, общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений, строящихся в летних и зимних условиях.

**1.2** Нормативно-техническое пособие содержит положения по проектированию армированных и неармированных каменных конструкций.

**1.3** В нормативно-техническом пособии приведены требования СП РК EN 1996 к проектированию армированных и неармированных каменных конструкций; положения, детализирующие эти требования; приближенные способы расчета.

**1.4** В настоящем нормативно-техническом пособии приведены примеры расчета наиболее типичных случаев, встречающихся в практике проектирования.

**1.5** Рекомендации настоящего нормативно-технического пособия не распространяются на проектирование каменных конструкций, подвергающихся динамическим воздействиям, а также предназначенных для строительства в сейсмических районах, в условиях воздействия агрессивной среды, систематических технологических температур выше 100°C, в зонах распространения просадочных и набухающих грунтов и на подрабатываемых территориях, к проектированию специальных видов каменных конструкций (транспортных и гидротехнических сооружений, дымовых труб, коллекторов и т.д.).

## 2 НОРМАТИВНЫЕ СЫЛКИ

### 2.1. Общие положения

**2.1.1** Настоящее нормативно-техническое пособие содержит датированные и недатированные ссылки на нормы, положения других документов. Нормативные ссылки, перечисленные ниже, приведены в соответствующих местах в тексте. Для датированных ссылок их последующие изменения или пересмотр применяют в настоящих нормах только при внесении в него изменений или пересмотре. Для недатированных ссылок применяют их последние издания.

### 2.2 Ссылочные стандарты

В настоящем нормативно-техническом пособии использованы ссылки на следующие нормы:

EN 206-1 Бетон. Часть 1. Требования, показатели, изготовление и соответствие

EN 771-1 Требования к камням и блокам. Часть 1. Строительный кирпич (керамический)

EN 771-2 Требования к камням и блокам. Часть 2. Силикатные строительные блоки

EN 771-3 Требования к камням и блокам. Часть 3. Строительные блоки из бетона (на плотных и пористых заполнителях)

EN 771-4 Требования к камням и блокам. Часть 4. Строительные блоки из ячеистого автоклавного бетона

EN 771-5 Требования к камням и блокам. Часть 5. Бетонные блоки заводского изготовления

EN 771-6 Требования к камням и блокам. Часть 6. Природные камни

EN 772-1 Методы испытания камней и блоков. Часть 1. Определение прочности на сжатие

EN 772-16 Методы испытаний строительных блоков. Часть 16. Определение размеров

EN 845-1 Требования к вспомогательным компонентам каменной кладки. Часть 1. Анкеры, стяжки, опоры и консоли

EN 845-2 Требования к вспомогательным компонентам каменной кладки. Часть 2. Перемычки

EN 845-3 Требования к вспомогательным компонентам каменной кладки. Часть 3. Арматурные сетки для косвенного армирования горизонтальных швов

EN 846-2 Методы испытания вспомогательных компонентов каменной кладки. Часть 2. Определение прочности сцепления арматуры в горизонтальных швах

EN 998-1 Требования к кладочному раствору. Часть 1. Раствор штукатурный

EN 998-2 Требования к кладочному раствору. Часть 2. Раствор кладочный

EN 1015-2 Методы испытаний кладочного раствора. Часть 2. Отбор проб растворов и изготовление контрольных растворов»

EN 1015-11 Методы испытания кладочного раствора. Часть 11. Определение прочности на растяжение, изгиб и прочности на сжатие затвердевшего раствора

EN 1052-1 Методы испытания каменной кладки. Часть 1. Определение прочности на сжатие

EN 1052-2 Методы испытания каменной кладки. Часть 2. Определение прочности на растяжение при изгибе

EN 1052-3 Методы испытания каменной кладки. Часть 3. Определение начальной прочности на срез, сдвиг (адгезии)

EN 1052-4 Методы испытания каменной кладки. Часть 4. Определение прочности на срез (сдвиг) по теплоизоляционному слою

EN 1052-5 Методы испытания каменной кладки. Часть 5. Определение прочности сцепления на изгиб и растяжение

СП РК EN 1990:2002. Основы проектирования несущих конструкций

СП РК EN 1991. Воздействия на несущие конструкции

СП РК EN 1992. Проектирование железобетонных конструкций

СП РК EN 1993. Проектирование стальных конструкций

СП РК EN 1995. Проектирование деревянных конструкций

СП РК EN 1996-2. Проектирование каменных конструкций. Часть 2. Проектирование, применение строительных материалов и выполнение каменной кладки



СП РК EN 1996-3. Проектирование каменных конструкций. Часть 3. Упрощенные методы расчета для неармированных каменных конструкций

СП РК EN 1997. Проектирование фундаментов и оснований

EN 10020 Definition and classification of grades of steel

EN 10025 Hot rolled products of structural steels

EN 10080 Steel for the reinforcement of concrete

EN 10088 Stainless steels

EN 10111 Continuously hot rolled low carbon steel sheet and strip for cold forming

EN 10130 Cold rolled low carbon steel flat products for cold forming

prEN 10138 Prestressing Steels

EN 10142 Continuously hot-dip zinc coated low carbon steels strip and sheet for cold forming

EN 10147 Continuously hot-dip zinc coated structural steels strip and sheet

EN 10244 Steel wire and wireproducts — Non-ferrous metalliccoatings on steel wire

EN 10245 Steel wire and wire products — Organic coatings on steel wire

EN 10326 Continuously hot-dip coated strip and sheet of structural steels

EN 10327 Continuously hot-dip coated strip and sheet of low carbon steels for cold forming

EN 12326-1 Плитки и другие изделия из природных материалов для кровельных покрытий и наружной облицовки стен. Часть 1. Технические характеристики продукции

prEN 12602 Сборные армированные элементы из ячеистого бетона

EN 13670 Изготовление железобетонных конструкций

EN ISO 1461 Цинковые покрытия, наносимые на сталь методом горячего оцинкования (частичное оцинкование). Требования и испытания (ISO 1461:1999).

EN ISO 15630-1

EN ISO 17660

### 3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

#### 3.1 Общие положения

**3.1.1** В настоящем нормативно-техническом пособии применяют термины, установленные в 1.5 СП РК EN 1990:2002.

**3.1.2** Другие термины с соответствующими определениями, применяемые в настоящем пособии.

Термин из СП РК EN 1996	Толкование термина из СП РК EN 1996	Соответствующий термин из EN 1996 (англ., нем.) Пояснения и/или комментарии
<b>Термины, относящиеся к кладке</b>		
<b>Каменная кладка</b>	Набор (комплект) стеновых камней, уложенных специальным образом и соединенных вместе раствором	<b>Masonry</b> <b>Mauerwerk</b> конструкция из камней (блоков), укладываемых в определенном порядке и соединенных с применением раствора.
<b>Неармированная каменная кладка</b>	Кладка, не содержащая такого количества арматуры, чтобы быть принятой в качестве армированной кладки	<b>unreinforced masonry</b> <b>unbewehrtes Mauerwerk</b> кладка без арматуры или с содержанием арматуры менее чем установленные требования при расчетах армокаменных конструкций.
<b>Армированная каменная кладка</b>	Кладка, в которой стержни или сетки уложены (заделаны) в раствор или в бетон таким образом, чтобы все материалы работали совместно при сопротивлении эффектам от воздействий.	<b>reinforced masonry</b> <b>bewehrtes Mauerwerk</b> кладка, содержащая заделываемые в раствор или бетон стержни или сетки таким образом, что все материалы армокаменной конструкции, благодаря их взаимодействию, работают совместно и создают сопротивление различным воздействиям.
<b>Предварительно напряженная каменная кладка</b>	Кладка, в которой внутренние сжимающие напряжения были созданы преднамеренно путем натяжения арматуры	<b>prestressed masonry</b> <b>vorgespanntes Mauerwerk</b> кладка, в которой посредством предварительно напряженной арматуры создаются равномерные внутренние сжимающие напряжения.
<b>Каменная кладка в обойме</b>	кладка, снабженная железобетонными или армокаменными удерживающими элементами в вертикальном и в горизонтальном направлениях	<b>confined masonry</b> <b>eingefasstes Mauerwerk</b> кладка, которая имеет охватывающие или вставленные в расчетное сечение железобетонные элементы (плоские слои, сплошные участки), кладка, армированная в вертикальном и/или горизонтальном направлении, при обеспечении совместной работы всех элементов кладки при сопротивлении различным воздействиям.

Термин из СП РК EN 1996	Толкование термина из СП РК EN 1996	Соответствующий термин из EN 1996 (англ., нем.) Пояснения и/или комментарии
<b>Перевязка каменной кладки</b>	расположение стеновых камней в кладке регулярным образом для достижения взаимодействия.	<b>masonry bond</b> <b>Mauerwerksverband</b> расположение камней (блоков) в кладке в регулярной последовательности по определенным правилам с целью достижения взаимодействия.
<b>Термины, относящиеся к прочности каменной кладки</b>		
<b>Характеристическая прочность кладки</b>	Значение прочности кладки, имеющее заданную вероятность 5% занижения (недостижения) в гипотетически неограниченной серии испытаний. Это значение коррелирует с указанным фрактилем конкретного свойства материала или продукта в серии испытаний. При некоторых обстоятельствах в качестве характеристического используется номинальное значение.	<b>characteristic strength of masonry</b> <b>charakteristische Festigkeit</b> значение прочности каменной кладки, ниже которого в предполагаемой неограниченной генеральной совокупности с заданной вероятностью может быть только 5 % результатов испытаний. Это значение соответствует 5 %-ной фрактилю принятого статистического распределения серии испытаний определенного показателя материала или кладки. В отдельных случаях в качестве нормативной прочности применяют номинальную.
<b>Прочность каменной кладки при сжатии</b>	Прочность кладки при сжатии без эффектов сдерживания плитой, гибкости или эксцентриситета нагрузки	<b>compressive strength of masonry</b> <b>Druckfestigkeit von Mauerwerk</b> прочность каменной кладки на центральное сжатие без учета влияния плиты, через которую передается нагрузка на стандартный элемент кладки при испытаниях, при отсутствии продольного изгиба и эксцентриситета нагрузки.
<b>Прочность каменной кладки на срез (сдвиг)</b> <b>shear strength of masonry</b> <b>Schubfestigkeit von Mauerwerk</b>	Прочность кладки, подверженной сдвигающим силам	<b>shear strength of masonry</b> <b>Schubfestigkeit von Mauerwerk</b> прочность каменной кладки при действии усилий среза (сдвига).
<b>Прочность каменной кладки</b>	Прочность кладки при изгибе	<b>flexural strength of masonry</b> <b>Biegefestigkeit von Mauerwerk</b>

Термин из СП РК EN 1996	Толкование термина из СП РК EN 1996	Соответствующий термин из EN 1996 (англ., нем.) Пояснения и/или комментарии
при изгибе		прочность каменной кладки на растяжение при чистом изгибе (изгибающем моменте).
Прочность сцепления арматуры	прочность сцепления на единицу площади поверхности между арматурой и бетоном или раствором при воздействии на арматуру растягивающих или сжимающих усилий.	<b>anchorage bond strength</b> <b>Verbundfestigkeit</b>
Адгезия	Явление развития в растворе сопротивления растяжению или срезу на контакте с поверхностью стенового камня	<b>adhesion</b> <b>Haftfestigkeit (Adhäsion)</b> Адгезионная прочность сцепления кладки, сопротивление растяжению или срезу (сдвигу), возникающее между раствором и контактной поверхностью кладки из камней или блоков.
<b>Термины, относящиеся к стеновым камням</b>		
Единица кладки, стеновой камень	предварительно сформованный компонент, предназначенный для использования в конструкции из каменной кладки	<b>masonry unit</b> <b>Mauerstein</b> Камень, блок, кирпич и тому подобное изделие, предварительно изготовленное для применения в каменной кладке.
Группы камней (блоков) 1, 2, 3 и 4	обозначение групп камней (блоков) по процентной доле пустот и их положению в строительном блоке после укладки.	<b>groups 1, 2, 3 and 4 masonry units</b> <b>Mauersteingruppen 1, 2, 3 und 4</b> См. 3.1.1(3), 3.1.1(4) и таблицу 3.1 СП РК 1996-1-1
Опорная поверхность	верхняя или нижняя поверхности камня при укладке в предполагаемое положение.	<b>bed face</b> <b>Lagerfläche</b> Поверхность постели, верхняя или нижняя поверхности камня (блока) после его установки в проектное положение.
Желоб	углубление, созданное при изготовлении камня (блока), в одной или обеих опорных поверхностях.	<b>frog</b> <b>Mulde</b> В старых литературных источниках – рифля, то есть желобок на по-

Термин из СП РК EN 1996	Толкование термина из СП РК EN 1996	Соответствующий термин из EN 1996 (англ., нем.) Пояснения и/или комментарии
		верхности кирпича
<b>Пустота</b>	сформованная пустота, которая может проходить или нет сквозь единицу кладки	<b>hole</b> <b>Loch</b> полое пространство в камне (блоке), проходящее через камень (блок) полностью или частично.
<b>Углубление для захвата</b>	отформованная пустота в камне для более легкого его захвата и подъема одной или обеими руками или с помощью приспособления	<b>griphole</b> <b>Griffloch</b>
<b>Внутренняя стенка камня (блока)</b>	Разделительная стенка из материала камня (блока) между пустотами камня (блока).	<b>web</b> <b>Innensteg</b>
<b>Внешняя стенка камня (блока)</b>	разделительная стенка из материала камня (блока) между пустотами камня (блока) и его внешней поверхностью.	<b>shell</b> <b>Außensteg</b>
<b>Площадь общая (брутто)</b>	площадь поперечного сечения камня (блока) без вычета площадей пустот и выступающих частей.	<b>gross area</b> <b>Bruttofläche</b>
<b>Прочность на сжатие камней (блоков)</b>	средняя прочность на сжатие установленного количества камней (блоков) (см. EN 771-1 – EN 771-6).	<b>compressive strength of masonry units</b> <b>Druckfestigkeit von Mauersteinen</b>
<b>Приведенная (нормализованная) прочность на сжатие камней (блоков)</b>	прочность камней (блоков) на сжатие в пересчете по прочности на сжатие эквивалентного камня (блока) шириной и высотой по 100 мм в воздушно-сухом состоянии, (см. EN 771-1 – EN 771-6).	<b>normalized compressive strength of masonry units</b> <b>normierte Druckfestigkeit von Mauersteinen</b>
<b>Термины, относящиеся к раствору</b>		
<b>Кладочный раствор</b>	смесь, состоящая из одного или нескольких неорганических вяжущих, заполнителей, воды и, при необходимости, добавок и/или наполнителей,	<b>masonry mortar</b> <b>Mauermörtel</b>

Термин из СП РК EN 1996	Толкование термина из СП РК EN 1996	Соответствующий термин из EN 1996 (англ., нем.) Пояснения и/или комментарии
	применяемая для горизонтальных, тычковых и продольных швов кладки, для затирки и расшивки швов.	
<b>Раствор общего назначения</b>	раствор без особых свойств.	<b>general purpose masonry mortar</b> <b>Normalmauermörtel</b>
<b>Раствор, укладываемый тонким слоем</b>	раствор по подбору состава с размером зерен менее или равным установленному значению.	<b>thin layer masonry mortar</b> <b>Dünnbettmörtel</b>
<b>Легкий раствор</b>	раствор, по подбору состава с плотностью в сухом состоянии затвердевшего раствора в пределах определенного значения.	<b>lightweight masonry mortar</b> <b>Leichtmauermörtel</b>
<b>Кладочный раствор по оценке пригодности</b>	раствор, состав и технологию изготовления которого изготовитель подбирает таким образом, чтобы достигались определенные свойства раствора (решение по оценке пригодности).	<b>designed masonry mortar</b> <b>Mauermörtel nach Eignungsprüfung</b>
<b>Предписанный по рецептуре кладочный раствор</b> <b>Rezept</b>	раствор, приготовленный в заданных пропорциях, показатели которого определяются заданными пропорциями компонентов.	<b>prescribed masonry mortar</b> <b>Mauermörtel nach</b>
<b>Раствор заводского изготовления</b>	раствор, подбор состава и замешивание которого производят на заводе.	<b>factory made masonry mortar</b> <b>Werkmauermörtel</b>
<b>Сухой известковый раствор для кладки заводского изготовления (сухая известково-песчаная смесь)</b>	приготовленный в заводских условиях сухой известково-песчаный раствор установленного (заданного) состава.	<b>semi-finished factory made masonry mortar</b> <b>werkmäßig hergestellter Mauermörtel</b>

Термин из СП РК EN 1996	Толкование термина из СП РК EN 1996	Соответствующий термин из EN 1996 (англ., нем.) Пояснения и/или комментарии
<b>Сухой раствор для кладки, подготовленный на заводе (сухая растворная смесь)</b>	раствор для кладки сложного состава, дозировку и смешивание которого в сухом состоянии выполняют на заводе. Раствор расфасовывают на заводе, поставляют на строительную площадку, где изготавливают раствор для кладки по инструкции изготовителя.	<b>prebatched masonry mortar</b> <b>werkmäßig vorbereiteter Mauermörtel</b>
<b>Сухой полуфабрикат известково-песчаного раствора заводского изготовления для построечного изготовления сложного кладочного раствора (известково-песчаный сухой полуфабрикат)</b>	сухая известково-песчаная смесь, подобранная и смешанная на заводе, которая поставляется на строительную площадку как составляющая для приготовления на ее основе сложного кладочного раствора установленного (предписанного) состава по инструкции изготовителя с добавлением составляющих (например, цемента).	<b>premixed lime and sand masonry mort</b> <b>Kalk-Sand-Werk-Vormörtel</b>
<b>Раствор построечного изготовления</b>	раствор, который замешивают на строительной площадке из отдельных исходных материалов.	<b>site-made mortar</b> <b>Baustellenmauermörtel</b>
<b>Прочность раствора на сжатие (марка раствора по прочности на сжатие)</b>	средняя прочность на сжатие установленного количества образцов раствора в возрасте 28 сут.	<b>compressive strength of mortar</b> <b>Mörteldruckfestigkeit</b>
<b>Термины, относящиеся к бетону для заполнения</b>		
<b>Бетон для заполнения</b>	бетонная смесь, применяемая для заполнения пустот в каменной кладке.	<b>concrete infill</b> <b>Füllbeton</b>
<b>Армирование</b>		
<b>Арматура стальная</b>	Арматурная сталь	<b>reinforcing steel</b> <b>Bewehrungsstahl</b>

Термин из СП РК EN 1996	Толкование термина из СП РК EN 1996	Соответствующий термин из EN 1996 (англ., нем.) Пояснения и/или комментарии
		линейно протяженные элементы из арматурной стали, применяемые в каменных конструкциях, предназначенные для восприятия растягивающих и сжимающих усилий.
<b>Арматурные сетки (арматурные изделия) для армирования горизонтальных швов</b>	сетки из арматурной проволоки, плоские арматурные каркасы, укладываемые в горизонтальные швы кладки.	<b>bed joint reinforcement</b> <b>Lagerfugenbewehrung</b>
<b>Арматура напрягаемая</b>	арматура, подвергаемая предварительному натяжению с передачей усилия предварительного обжата на элементы каменных конструкций. В каменных конструкциях зданий и сооружений применяют стальную арматуру в виде проволоки, стержней и витых канатов.	<b>prestressing steel</b> <b>Spannstahl</b>
<b>Термины, относящиеся к вспомогательным элементам конструкций</b>		
<b>Гидроизоляционный слой</b>	слой из гидроизоляционного материала, элементов каменной кладки или других материалов, выполняемый в кладке для противодействия проникновению воды.	<b>damp proof course</b> <b>Feuchtesperrschicht</b>
<b>Связь (связевое устройство) каменной кладки</b>	элемент каменной кладки, стальной стержень, арматурное изделие, изделие из полимерных материалов, предназначенное для соединения слоев двухслойной каменной кладки или для соединения одного слоя (в том числе облицовочного) с несущей стеной или каркасом.	<b>wall tie</b> <b>Maueranker</b>
<b>Анкер (анкерное устройство),</b>	устройство для соединения элементов каменной кладки	<b>strap</b> <b>Zugband</b>



Термин из СП РК EN 1996	Толкование термина из СП РК EN 1996	Соответствующий термин из EN 1996 (англ., нем.) Пояснения и/или комментарии
<b>стяжка</b>	(стен, столбов) с конструкциями перекрытия или кровли.	
<b>Термины, относящиеся к растворным швам</b>		
<b>Горизонтальный шов</b>	растворный шов между опорными поверхностями камней (блоков).	<b>bed joint</b> <b>Lagerfuge</b>
<b>Вертикальный шов</b>	растворный шов, перпендикулярный горизонтальному шву и поверхности стены.	<b>perpend joint (head joint)</b> <b>Stoßfuge</b>
<b>Продольный шов</b>	растворный шов, проходящий в пределах стены вертикально и параллельно поверхности стены.	<b>longitudinal joint</b> <b>Längsfuge</b>
<b>Тонкослойный шов</b>	шов, выполненный с применением раствора, укладываемого тонким слоем.	<b>thin layer joint</b> <b>Dünnbettfuge</b>
<b>Затирка швов</b>	обработка поверхности растворного шва в процессе выполнения каменной кладки.	<b>jointing</b> <b>Fugenglattstrich</b>
<b>Расшивка швов</b>	последующее заполнение и поверхностная обработка открытых швов.	<b>pointing</b> <b>Verfugung</b>
<b>Термины, относящиеся к видам стен</b>		
<b>Несущая стена</b>	стена, воспринимающая нагрузки от собственного веса конструкций и другие постоянные и переменные нагрузки и воздействия.	<b>load-bearing wall</b> <b>tragende Wand</b>
<b>Однослойная стена</b>	стена без промежуточного пространства или без сквозного вертикального шва в ее плоскости.	<b>single-leaf wall</b> <b>einschalige Wand</b>
<b>Двухслойная стена с воздушным слоем, с теплоизоляционным вкладышем или с воздушным слоем и теплоизоляцией</b>	стена, состоящая из двух параллельных однослойных стен, соединенных связями, имеющая полое промежуточное пространство (двухслойная стена с воздушным слоем) или заполненное несущим теплоизоляционным материала-	<b>cavity wall</b> <b>zweischalige Wand mit Luftschicht, mit Luftschicht und Wärmedämmung oder mit Kerndämmung</b> <i>Примечание — Согласно данному определению стена, состоящая из двух разделенных промежуточным пространством слоев, из которых один является облицовочным</i>

Термин из СП РК EN 1996	Толкование термина из СП РК EN 1996	Соответствующий термин из EN 1996 (англ., нем.) Пояснения и/или комментарии
	лом промежуточное пространство (двухслойная стена с теплоизоляционным вкладышем), или частично заполненное (двухслойная стена, выполненная колодцевой кладкой, с воздушным слоем и теплоизоляцией).	(декоративным) и ненесущим, не считается двухслойной стеной.
<b>Двухслойная стена без воздушного слоя</b>	стена, состоящая из двух параллельных слоев с вертикальным, полностью заполненным раствором швом, соединенных связями (анкерами), обеспечивающими взаимодействие обоих слоев под нагрузкой.	<b>double-leaf wall</b> <b>zweischalige Wand ohne Luftschicht</b>
<b>Двухслойная стена с заполнением пространства бетоном или раствором</b>	стена, состоящая из двух параллельных слоев с промежуточным пространством, заполненным бетонной смесью или раствором. При этом слои соединены связями (анкерами) или арматурой в горизонтальных швах, обеспечивающими их взаимодействие под нагрузкой.	<b>grouted cavity wall</b> <b>verfüllte zweischalige Wand</b>
<b>Однослойная облицовочная кладка</b>	кладка из облицовочных камней (блоков), уложенных в перевязке с кладкой внутреннего слоя стены таким образом, что обе кладки взаимодействуют под нагрузкой.	<b>faced wall</b> <b>einschaliges Verblendmauerwerk</b>
<b>Стена заполнением крайних полос горизонтальных швов</b>	стена, в которой камни (блоки) укладывают на две полосы раствора, наносимые по внешним краям опорных поверхностей камней (блоков).	<b>shell bedded wall</b> <b>mit Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen</b>
<b>Двухслойная стена с облицовочным (декоративным) слоем</b>	двухслойная стена с облицовочным (декоративным) слоем из камней (других облицовочных материалов) с креплением	<b>veneer wall</b> <b>zweischalige Wand mit Vorsatzschale</b>

Термин из СП РК EN 1996	Толкование термина из СП РК EN 1996	Соответствующий термин из EN 1996 (англ., нем.) Пояснения и/или комментарии
	облицовочного слоя к несущему слою стены на гибких связях. Облицовочный слой не воспринимает нагрузки, действующие на стену.	
<b>Стена, работающая на срез (сдвиг)</b>	стена, воспринимающая поперечные усилия, действующие в ее плоскости.	<b>shear wall</b> <b>Schubwand</b>
<b>Ребро жесткости стены</b>	стена (контрфорс), находящаяся под прямым углом к другой стене и служащая для нее в качестве опоры для восприятия поперечных усилий или для повышения устойчивости при продольном изгибе.	<b>stiffening wall</b> <b>aussteifende Wand</b>
<b>Ненесущая стена</b>	стена, не воспринимающая нагрузки и не оказывающая влияния на общую устойчивость здания.	<b>non-loadbearing wall</b> <b>nichttragende Wand</b>
<b>Разное</b>		
<b>Паз (канал)</b>	линейное ослабление поперечного сечения каменной кладки.	<b>chase</b> <b>Schlitz</b>
<b>Углубление (выемка)</b>	плоскостное ослабление поперечного сечения каменной кладки на поверхности стены.	<b>recess</b> <b>Aussparung</b>
<b>Раствор для заливки швов</b>	литьевая смесь из цемента, песка и воды для заполнения небольших отверстий или промежутков.	<b>grout</b> <b>Vergußmörtel</b>
<b>Деформационный шов</b>	шов, который допускает свободные перемещения в плоскости кладки.	<b>movement joint</b> <b>Bewegungsfuge</b>
<b>Технические требования на проектирование</b>	документы, устанавливающие требования проектировщика к конструкции, включая чертежи, графики, протоколы испытаний, ссылки на части	<b>design specification</b>

Термин из СП РК EN 1996	Толкование термина из СП РК EN 1996	Соответствующий термин из EN 1996 (англ., нем.) Пояснения и/или комментарии
	других документов и письменные инструкции.	
<b>Макроусловия</b>	климатические факторы, зависящие от общего климата региона, в котором построена конструкция, преобразованные вследствие влияния местных топографических условий и/или других аспектов на месте проведения работ.	<b>macro conditions</b>
<b>Микроусловия</b>	локализованные климатические факторы и факторы окружающей среды, зависящие от положения элемента каменной конструкции в целостной конструкции и учитывающие влияние защиты или отсутствие защиты, оказываемой элементами конструкции или посредством обработки.	<b>micro conditions</b>
<b>Дополнительный элемент каменной конструкции</b>	элемент каменной конструкции, имеющий соответствующую форму для выполнения определенной функции, например для завершения конфигурации кладки.	<b>accessory masonry unit</b>
<b>Применяемая обработка</b>	покрытие из материала, соединенного с поверхностью кладки.	<b>applied finish</b> Отделка
<b>Ширина полости (пустоты)</b>	расстояние, перпендикулярное плоскости стены, между поверхностями слоя кладки (версты) многослойной стены с пустотами или расстояние между поверхностью внешнего слоя кладки стены с прислонной облицовкой и/или конструкцией подсводной кладки.	<b>cavity width</b>
<b>Облицовка</b>	покрытие из материала(ов), закрепленного или заанкерен-	<b>cladding</b>

Термин из СП РК EN 1996	Толкование термина из СП РК EN 1996	Соответствующий термин из EN 1996 (англ., нем.) Пояснения и/или комментарии
	ного к лицевой поверхности кладки и, как правило, не со- единенного с ней.	
<b>Цокольная стена</b>	подпорная стена, участок сте- ны здания, частично или пол- ностью сооруженные ниже уровня земли.	

## 4 ОСНОВНЫЕ СИМВОЛЫ

Буквенные обозначения, распространяющиеся на строительные материалы, указаны в СП РК EN 1990, 1.6. В настоящем стандарте дополнительно применяют следующие буквенные обозначения:

### 4.1 Латинские буквы

- $a_1$  — расстояние от края стены до ближайшего края опоры;
- $a_x$  — расстояние от края опоры до рассматриваемого сечения;
- $A$  — общая площадь поперечного сечения стены;
- $A_b$  — площадь стены, на которую передается нагрузка (вводимая в расчет часть общей площади поперечного сечения стены);
- $A_{ef}$  — эффективная площадь поперечного сечения опоры;
- $A_s$  — площадь поперечного сечения сжатой или растянутой продольной арматуры;
- $A_{sw}$  — площадь сечения поперечной арматуры;
- $b$  — ширина (ширина поперечного сечения);
- $b_c$  — ширина площади сжатой части поперечного сечения посередине участка между креплениями (опорами);
- $b_{ef}$  — эффективная ширина полок двутаврового сечения;
- $b_{eft}$  — эффективная ширина полки L-образного поперечного сечения;
- $b_{eft}$  — эффективная ширина полки Т-образного поперечного сечения;
- $c_{nom}$  — номинальная толщина защитного слоя бетона;
- $d$  — рабочая высота поперечного сечения;
- $d_a$  — прогиб арки от горизонтальной расчетной нагрузки;
- $d_c$  — наибольший размер ядра поперечного сечения в плоскости изгиба;
- $e_c$  — дополнительный эксцентриситет;
- $e_{he}$  — эксцентриситет в верхней части или в основании стены от горизонтальных нагрузок;
- $e_{hm}$  — эксцентриситет в средней части стены в результате действия горизонтальных нагрузок;
- $e_i$  — результирующий (суммарный расчетный) эксцентриситет в верхней части или в основании стены;
- $e_{init}$  — начальный (случайный) эксцентриситет;

$e_k$  — эксцентриситет вследствие ползучести;

$e_m$  — эксцентриситет приложения нагрузок;

$e_{mk}$  — эксцентриситет в средней части стены;

$E$  — кратковременный модуль упругости каменной кладки как секущий модуль;

$E_{\text{longterm}}$  — модуль упругости каменной кладки при длительном действии нагрузок;

$E_n$  — модуль упругости элемента конструкции  $n$ ;

$f_b$  — приведенная (нормализованная) прочность сжатию камня (блока) в направлении нагрузки;

$f_{\text{bod}}$  — расчетная прочность сцепления арматурной стали с бетоном;

$f_{\text{bok}}$  — характеристическая прочность сцепления арматуры с бетоном;

$f_{ck}$  — характеристическая прочность осевому сжатию бетона заполнения;

$f_{cvk}$  — характеристическая прочность срезу (сдвигу) бетона заполнения;

$f_d$  — расчетная прочность сжатию каменной кладки;

$f_k$  — характеристическая прочность сжатию каменной кладки;

$f_m$  — прочность кладочного раствора на сжатие;

$f_{vd}$  — расчетное сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки;

$f_{vk}$  — характеристическое сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки;

$f_{vko}$  — начальное характеристическое сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки (при отсутствии сжимающей нагрузки);

$f_{vlt}$  — предельное значение  $f_{vk}$ ;

$f_{xd}$  — расчетное сопротивление растяжению при изгибе в соответствующем направлении изгиба;

$f_{xd1}$  — расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению);

$f_{xd1,app}$  — повышенное расчетное сопротивление каменной кладки растяжению при изгибе в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению);

$f_{xk1}$  — характеристическое сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению);

$f_{xd2}$  — расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению);

$f_{xd2,app}$  — повышенное расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению);

$f_{xk2}$  — характеристическое сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению);

$f_{yd}$  — расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;

$f_{yk}$  — характеристическое сопротивление ненапрягаемой арматуры;

$F_d$  — расчетное значение прочности анкера (связевого устройства) при сжимающем и растягивающем усилиях;

$g$  — общая ширина полос раствора;

$G$  — модуль сдвига каменной кладки;

$h$  — высота в свету стены;

$h_i$  — высота в свету стены  $i$ ;

$h_{\text{ef}}$  — расчетная (эффективная) высота стены;

$h_{\text{tot}}$  — общая высота конструкции от верхней кромки фундамента или общая высота

усиливающего ядра жесткости здания;

$h_c$  — высота стены до плоскости приложения нагрузки;

$I_j$  — момент инерции элемента конструкции  $j$ ;

$k$  — репрезентативный коэффициент отношения прочности вертикально напряженной стены к прочности при действии горизонтальной нагрузки, вычисленных по фактической площади сечения стены;

$k_m$  — отношение жесткости перекрытия к жесткости стены;

$k_r$  — жесткость закрепления на кручение;

$K$  — коэффициент, применяемый для расчета сопротивления сжатию каменной кладки;

$l$  — длина участка стены (между поперечными стенами, между поперечной стеной и проемом или между проемами);

$l_b$  — длина зоны анкерования арматуры;

$l_c$  — длина сжатой части стены;

$l_{cl}$  — пролет проема в свету;

$l_{ef}$  — расчетный (эффективный) пролет элемента конструкции;

$l_{efm}$  — эффективная длина площади распределения нагрузки под опорой, измеряемая в средней по высоте части стены;

$l_r$  — расстояние в свету между боковыми жесткими креплениями стены;

$l_a$  — длина или высота стены между опорами сжатой арки;

$M_{ad}$  — дополнительный расчетный изгибающий момент;

$M_d$  — расчетный изгибающий момент на уровне основания ядра жесткости сооружения;

$M_i$  — конечный изгибающий момент на узле  $i$ ;

$M_{id}$  — расчетное значение изгибающего момента в верхней части или в основании стены;

$M_{md}$  — расчетное значение изгибающего момента в середине по высоте стены;

$M_{Rd}$  — прочность сечения при изгибе;

$M_{Ed}$  — расчетное значение действующего изгибающего момента;

$M_{Edu}$  — расчетное значение изгибающего момента над перекрытием;

$M_{Edf}$  — расчетное значение изгибающего момента под перекрытием;

$n$  — количество этажей;

$n_i$  — коэффициент жесткости стержня;

$n_t$  — количество связей или соединений на  $1 \text{ м}^2$  площади стены;

$n_{tmin}$  — минимальное количество связей или соединений на  $1 \text{ м}^2$  площади стены;

$N$  — сумма вертикальных воздействий на здание;

$N_{ad}$  — максимальная расчетная прочность сечения при срезе (сдвиге) арки на единицу длины стены;

$N_{crc}$  — нагрузка, соответствующая моменту появления трещин

$N_{id}$  — расчетное значение вертикальной нагрузки, действующей в верхней части или в основании стены;

$N_{md}$  — расчетное значение вертикальной нагрузки, действующей в середине стены по высоте;

$N_u$  — разрушающая нагрузка

$N_{Rd}$  — прочность расчетного сечения стены или колонны из кладки при действии

продольного усилия;

$N_{Rdc}$  — прочность расчетного сечения стены из кладки при действии сосредоточенной (локальной) нагрузки;

$N_{Ed}$  — расчетное значение действующей вертикальной нагрузки;

$N_{Edf}$  — расчетное значение нагрузки от перекрытия по площади опирания;

$N_{Edu}$  — расчетное значение переменной (временной) нагрузки от верхних этажей;

$N_{El}$  — расчетное значение нагрузки, передаваемой через перекрытие;

$N_{Edc}$  — расчетное значение сосредоточенной (локальной) нагрузки;

$q_{lat,d}$  — прочность стены из каменной кладки на  $1 \text{ м}^2$  площади стены при действии поперечной нагрузки;

$Q_d$  — расчетное значение суммы вертикальных нагрузок части здания, стабилизируемой усиливающим ядром жесткости;

$r$  — стрела подъема арки;

$R_e$  — сопротивление стали при пределе текучести;

$s$  — расстояние между стержнями поперечной арматуры, работающими на срез (сдвиг);

$E_d$  — расчетное значение нагрузки, действующей на армированный элемент конструкции;

$t$  — толщина стены;

$t_{ch,v}$  — допускаемая без расчетного подтверждения глубина линейного и плоскостного углубления;

$t_{ch,h}$  — максимальная глубина горизонтального или наклонного линейного углубления;

$t_i$  — толщина  $i$ -й стены ;

$t_{min}$  — минимальная толщина стены;

$t_{ef}$  — эффективная толщина стены;

$t_f$  — толщина полки (в элементах двутаврового, таврового и L-образного поперечного сечения);

$t_{ri}$  — ширина  $i$ -й пилястры;

$V_{Ed}$  — расчетное значение поперечной силы от действующих нагрузок и усилий;

$V_{Rd}$  — прочность расчетного сечения стены из кладки при действии поперечной силы;

$w_i$  — расчетное значение величины равномерно распределенной нагрузки  $i$ ;

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

$x$  — высота сжатой зоны сечения;

$z$  — плечо внутренней пары сил в сечении армокаменного элемента при действии изгибающего момента или внецентренном сжатии;

$Z$  — упругий момент сопротивления сечения на единицу длины или высоты стены.

## 4.2 Греческие буквы

$\alpha$  — угол наклона поперечной арматуры, работающей на срез (сдвиг), к оси продольного стержня;

$\alpha_t$  — коэффициент температурных деформаций каменной кладки;

$\alpha_{1,2}$  — коэффициент изгибающего момента;



$\beta$  — повышающий коэффициент при нагрузках на часть поверхности при расчете на смятие (местное сжатие);

$\chi$  — повышающий коэффициент прочности кладки при срезе (сдвиге) армированных стен;

$\sigma$  — коэффициент формы, применяемый для определения нормированной средней прочности на сжатие камней (блоков);

$\varepsilon_{\infty}$  — предельное значение относительной деформации ползучести каменной кладки;

$\varepsilon_{el}$  — упругая относительная деформация каменной кладки;

$\varepsilon_{mi}$  — предельное значение относительной деформации каменной кладки при сжатии;

$\varepsilon_{sy}$  — относительная деформация арматуры при напряжении, равном пределу текучести арматурной стали;

$\varnothing$  — эффективный диаметр стальной арматуры;

$\varphi_{\infty}$  — предельное значение коэффициента ползучести для каменной кладки;

$\Phi$  — коэффициент уменьшения;

$\Phi_{fl}$  — коэффициент уменьшения для учета прочности на растяжение при изгибе;

$\Phi_i$  — коэффициент снижения гибкости в оголовке или основании стены;

$\Phi_m$  — коэффициент снижения гибкости в середине высоты стены;

$\gamma_M$  — частный коэффициент безопасности для показателя элемента конструкции с учетом погрешностей модели и отклонений величин;

$\eta$  — коэффициент уменьшения момента при расчете моментов в сечениях стены при учете уменьшения жесткости в предельном состоянии по прочности;

$\lambda_x$  — высота сжатой части сечения балки при применении прямоугольной эпюры напряжений;

$\lambda_c$  — гибкость, до которой можно не учитывать эксцентриситеты вследствие ползучести каменной кладки;

$\mu$  — коэффициент отношения прочностей каменной кладки при расчете прочности на изгиб при действии моментов в двух ортогональных направлениях;

$\xi$  — коэффициент увеличения жесткости при расчете на кручение в зависимости от закрепления элемента конструкции;

$\rho_d$  — плотность в сухом состоянии;

$\rho_n$  — коэффициент уменьшения при определении расчетной длины;

$\rho_t$  — коэффициент жесткости при расчете эффективной толщины стены;

$\sigma_d$  — расчетное напряжение сжатия;

$\upsilon$  — угол наклона конструкции относительно вертикали.

### 4.3 Единицы измерения

В расчетах, выполняемых в соответствии с требованиями настоящих норм, рекомендуется использовать следующие единицы измерения:

силы и нагрузки	- кН, кН/м, кН/м <sup>2</sup> ;
плотность	- кг/м <sup>3</sup> ;

напряжения и прочность - Н/мм<sup>2</sup>;  
момент (изгибающий, крутящий) - кН·м.

Допускается применение иных единиц измерения в соответствии с международной системой единиц СИ.

## 5 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

### 5.1 Общие положения

**5.1.1** Настоящее Пособие составлено в развитие СП РК EN 1996 «Проектирование каменных конструкций» и содержит методы расчета и проектирования зданий и сооружений из каменных материалов.

При проектировании каменных и армокаменных конструкций следует соблюдать также требования соответствующих нормативных документов, утвержденных или согласованных с Агентством Республики Казахстан по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства.

Это указание относится, в частности, к проектированию каменных и армокаменных конструкций зданий и сооружений, подвергающихся динамическим воздействиям, а также предназначенных для строительства в сейсмических районах, в условиях воздействия агрессивной среды, систематических технологических температур выше 100°C, в зонах распространения просадочных и набухающих грунтов и на подрабатываемых территориях, к проектированию специальных видов каменных конструкций (транспортных и гидротехнических сооружений, дымовых труб, коллекторов и т.д.).

**5.1.2** Каменные и армокаменные конструкции, проектируемые по настоящим нормам, должны удовлетворять требованиям по безопасности, пригодности к нормальной эксплуатации, долговечности, технологичности, экономичности.

**5.1.3** Для удовлетворения требований по безопасности следует назначать такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с назначенной степенью надежности не происходило ее разрушение любого характера при самых неблагоприятных сочетаниях воздействий.

**5.1.4** Для удовлетворения требований по пригодности к нормальной эксплуатации следует устанавливать такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с назначенной степенью надежности при самых неблагоприятных сочетаниях воздействий не происходило образование и (или) чрезмерное раскрытие трещин, а также не возникали перемещения и (или) колебания, препятствующие нормальной эксплуатации здания или сооружения (нарушение требований по охране здоровья людей и окружающей среды, эстетических требований, предъявляемых к внешнему виду конструкции, технологических требований по нормальной работе оборудования, механизмов, конструктивных требований по совместной работе элементов и т. п.).

**5.1.5** Для удовлетворения требований по долговечности следует назначать такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с назначенной степенью надежности в течение установленного периода эксплуатации (класса ответственности) она удовлетворяла бы требованиям по безопасности и пригодности к нормальной эксплуатации при самых неблагоприятных сочетаниях воздействий (длительное действие нагрузки, неблагоприят-

ные климатические и технологические воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивные воздействия и т. п.).

**5.1.6** Конструкции следует проектировать с учетом технологических требований, предъявляемых при изготовлении, транспортировании и монтаже в соответствии с действующими стандартами.

**5.1.7** Безопасность, пригодность к нормальной эксплуатации, долговечность каменных и армокаменных конструкций следует обеспечивать выполнением:

- требований к материалам;
- требований к расчетам конструкций;
- конструктивных требований;
- эксплуатационных требований.

## **5.2 Общие требования к проектированию каменных и армокаменных конструкций**

**5.2.1** Конструкции должны рассчитываться и конструироваться так, чтобы они:

- с назначенным уровнем безопасности воспринимали все воздействия в процессе возведения (изготовления), эксплуатации и реконструкции, обладая соответствующей долговечностью;

- с гарантированной надежностью удовлетворяли предъявляемым к ним требованиям по нормальной эксплуатации.

**5.2.2** Потенциальные повреждения конструкции должны быть полностью исключены, либо ограничены до допустимого уровня путем исключения риска, которому подвержена конструкция при эксплуатации.

**5.2.3** Надежность конструкции следует обеспечивать соответствующим выбором материалов и рациональных конструктивных систем; проверочными расчетами условий, показывающих, что расчетные условия метода предельных состояний не превышены; дополнительными конструктивными требованиями и контролем, выполняемым при возведении конструкции в соответствии с проектом.

**5.2.4** Конструкция должна быть запроектирована таким образом, чтобы в течение предусмотренного периода эксплуатации она соответствовала требованиям по назначению с учетом условий эксплуатации и ремонтпригодности.

**5.2.5** При проектировании каменных и армокаменных конструкций их надежность следует устанавливать полувероятностным методом расчета путем использования расчетных значений воздействий, расчетных характеристик каменных и армокаменных конструкций, определяемых с помощью соответствующих частных коэффициентов безопасности по нормативным значениям этих характеристик, с учетом класса по степени ответственности зданий и сооружений.

**5.2.6** Нормативные значения воздействий следует определять с учетом их статистической изменчивости. Расчетные значения воздействий и их сочетания следует принимать в зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации по приложению А.

**5.2.7** Нормативные значения характеристик материалов следует определять с учетом статистической изменчивости свойств материалов и массивности конструкций.

**5.2.8** Уровень надежности расчетных значений характеристик материалов следует устанавливать в зависимости от расчетной ситуации и от опасности достижения соответ-

ствующего предельного состояния путем назначения коэффициентов безопасности по материалам.

**5.2.9** Расчет каменных и армокаменных конструкций допускается производить при заданном уровне надежности на основе полного вероятностного расчета при наличии достаточных данных об изменчивости основных факторов, входящих в расчетные зависимости.

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

**5.2.11** В зданиях высотой более 3 этажей с кирпичными (каменными) несущими стенами применение двухслойной кладки с внутренним слоем утеплителя из полужестких минераловатных плит не рекомендуется. Применение двухслойной кладки с внутренним слоем утеплителя из полужестких минераловатных плит в качестве заполнения в каркасных зданиях высотой более 12 этажей в сейсмических районах Республики Казахстан не допускается, а в зданиях высотой до 12 этажей применение такой кладки допускается только после разработки соответствующих технических условий.

### **5.3 Расчетные ситуации**

**5.3.1** При расчетах каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям следует рассматривать расчетные ситуации, характеризующиеся расчетной схемой конструкции, сочетаниями расчетных значений воздействий, условиями окружающей среды, стадией работы конструкций и т. п.

При расчете конструкций должны рассматриваться следующие расчетные ситуации:

- установившаяся (постоянная), имеющая продолжительность того же порядка, что и срок службы строительного объекта;
- переходная (временная), имеющая небольшую по сравнению со сроком службы строительного объекта продолжительность;
- особая (аварийная), имеющая малую вероятность появления и небольшую продолжительность, но являющаяся весьма важной с точки зрения достижения предельных состояний, возможных при ней.

**5.3.2** Кроме расчета конструкции в установившихся (постоянных) ситуациях, описанных в назначении объекта, может существовать необходимость проверки переходных (временных) ситуаций, которые возникают, например:

- во время очередных этапов возведения каменных конструкций;
- в момент передачи усилия обжатия в предварительно напряженных конструкциях;
- при выполнении капитального ремонта и реконструкции.

**5.3.3** Надежность конструкции в особых расчетных ситуациях должна обеспечиваться выполнением конструктивных требований, изложенных в разделе 11. В отдельных случаях для таких ситуаций следует производить проверку по первой группе предельных состояний.

Особые расчетные ситуации могут возникать в связи с взрывом, столкновением, аварией оборудования, пожаром, а также непосредственно после отказа какого-либо элемента конструкции.

**5.3.4** При проверке прочности и устойчивости стен, столбов, карнизов и других элементов в период возведения зданий следует учитывать, что элементы перекрытий (балки, плиты и пр.) укладываются по ходу кладки.

Если условия возведения запроектированных конструкций требуют особой последовательности работ, выдерживания кладки или специальных конструктивных мероприятий, временных креплений и т.д., об этом на чертежах должны быть сделаны специальные указания.

**5.3.5** При возведении конструкций, расчетная несущая способность которых используется более чем на 80%, следует производить систематический контроль прочности кирпича (камней) и раствора.

## **5.4 Нагрузки и воздействия**

Характеристические значения воздействий следует принимать согласно СП РК EN 1991 «Воздействия на несущие конструкции», а значения соответствующих частных коэффициентов по нагрузке согласно приложению А настоящего нормативно-технического пособия. Характеристические значения воздействий допускается принимать по согласованию с заказчиком, но не менее значений, установленных СП РК EN 1991 «Воздействия на несущие конструкции».

Расчетные значения воздействий и их комбинации следует принимать в зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации по приложению А.

## **5.5 Общие требования к расчетам каменных и армокаменных конструкций**

### **5.5.1 Предельные состояния каменных и армокаменных конструкций**

**5.5.1.1** Расчеты каменных и армокаменных конструкций следует производить по методу предельных состояний.

Расчеты должны с назначенной надежностью гарантировать конструкцию от наступления предельных состояний по прочности и по пригодности к нормальной эксплуатации.

**5.5.1.2** Расчеты по предельному состоянию по прочности включают в себя:

- расчет по прочности;
- расчет по устойчивости формы;
- расчет по устойчивости положения.

**5.5.1.3** Расчеты по прочности каменных и армокаменных конструкций производятся из условия, по которому усилия, напряжения и деформации в конструкциях от расчетных воздействий и их комбинаций с учетом начального напряженного состояния (включая предварительное напряжение и т. п.) не должны превышать соответствующих предельных значений, воспринимаемых конструкцией непосредственно перед разрушением любого характера.

**5.5.1.4** Расчеты по устойчивости формы конструкции, а также по устойчивости положения (с учетом совместной работы конструкции и основания, их деформационных

свойств, сопротивления сдвигу по контакту с основанием и т.п.) следует производить по соответствующим нормативным документам.

**5.5.1.5** Расчеты по предельному состоянию по пригодности к нормальной эксплуатации включают в себя:

- расчет по раскрытию трещин на воздействие расчетных или характеристических нагрузок;
- расчет по деформациям на воздействие характеристических нагрузок.

Расчет по раскрытию трещин при учете особых нагрузок или воздействий не требуется.

При расчете конструкции по предельному состоянию по пригодности к нормальной эксплуатации следует принимать значения частных коэффициентов для материалов равными 1, в связи с чем в расчете принимают средние значения модулей упругости и характеристические значения прочностных характеристик материалов.

## **5.5.2 Методы расчета конструкций**

**5.5.2.1** Определение предельных усилий и деформаций в каменных и армокаменных конструкциях следует производить на основе расчетных схем (моделей), в наибольшей степени отвечающих действительному характеру работы конструкции в рассматриваемом предельном состоянии.

**5.5.2.2** Определение усилий и деформаций в конструкциях и образуемых ими системах зданий и сооружений следует производить методами строительной механики, как правило, с учетом их совместной работы, физической и геометрической нелинейности.

**5.5.2.3** При расчете конструкций по предельному состоянию по прочности допускается использовать линейно-упругий (с учетом или без учета перераспределения усилий), нелинейный и пластический методы расчета.

**5.5.2.4** При расчете конструкций по предельному состоянию по пригодности к нормальной эксплуатации для определения внутренних усилий следует применять, как правило, линейно-упругий либо нелинейный методы расчета.

## **5.6 Долговечность конструкций**

### **5.6.1 Общие положения**

**5.6.1.1** Требования по долговечности каменных и армокаменных конструкций обеспечиваются выполнением расчетных условий предельных состояний, а также конструктивными требованиями, изложенными в разделе 11, в зависимости от классов по условиям эксплуатации конструкции.

Под условиями эксплуатации принято понимать физические и химические условия окружающей среды, в которой эксплуатируется как вся конструкция, так и ее отдельные элементы. Условия эксплуатации не включают эффектов от действия нагрузки.

**5.6.1.2** В случае, когда другими нормативными документами для каменных и армокаменных конструкций зданий и сооружений различного назначения установлены более жесткие требования по долговечности, чем в 5.6, должны применяться требования соответствующих документов.

## **5.6.2 Классификация условий окружающей среды**

### **5.6.2.1 Микроусловия, воздействующие на каменные конструкции**

**5.6.2.1.1** При проектировании принимают во внимание микроусловия, воздействию которых будут подвержены каменные конструкции.

**5.6.2.1.2** При определении влияния микроусловий, воздействующих на каменные конструкции, учитывают наличие и степень защиты от условий среды применяемых обработок, защитных облицовок и элементов.

**5.6.2.1.3** Микроусловия окружающей среды, воздействующие на завершённые каменные конструкции, разделяют на классы окружающей среды по условиям эксплуатации конструкций следующим образом:

МХ1 - конструкции, эксплуатируемые в сухих условиях;

МХ2 - конструкции, подверженные воздействию сырости или влажности;

МХ3 - конструкции, подверженные воздействию сырости или влажности и циклическому замораживанию/оттаиванию;

МХ4 - конструкции, подверженные воздействию воздуха, насыщенного солью, или соленой воды;

МХ5 - конструкции, эксплуатируемые в агрессивной химической среде.

Классы, вместе с уточняющими подклассами приведены в таблице 5.1.

**5.6.2.1.4** Для выполнения каменных конструкций, соответствующих определенным эксплуатационным показателям и выдерживающих воздействие условий окружающей среды, которым они подвержены, следует учитывать класс окружающей среды по воздействию:

- климатических факторов;
- степень подверженности воздействию сырости или влажности;
- подверженность воздействию циклического замораживания/оттаивания;
- наличие химических материалов, которые могут привести к разрушающим воздействиям.

### **5.6.2.2 Климатические факторы (макроусловия, воздействующие на каменные конструкции)**

**5.6.2.2.1** При определении влажности кладки и подверженности воздействию циклического замораживания/оттаивания учитывают влияние макроусловий на микроусловия.

**5.6.2.2.2** Макроусловия учитывают влияние следующих воздействий:

- дождя и снега;
- сочетание ветра и дождя;
- колебание температуры;
- колебание относительной влажности.

ПРИМЕЧАНИЕ Известно, что климат (макроусловия) значительно отличается по всему Казахстану, и определенные аспекты климата могут оказать влияние на вероятность подверженности кладки воздействию влажности и/или циклического замораживания/оттаивания. Однако при определении прочности кладки важной является классификация микроусловий, а не систематизация макроусловий. Примеры подверженности элементов кладки воздействию влажности в типовых зданиях приведены в п. 5.6.2.2.3.

**5.6.2.2.3** На рисунках 5.1 и 5.2 приведены примеры относительной подверженности воздействию влажности.

ПРИМЕЧАНИЕ Рисунки основаны на типовой современной конструкции, но для ясности на них не показаны детали пустот и гидроизоляции.

**Таблица 5.1 Классификация микроусловий, воздействующих на завершенную каменную конструкцию по классам окружающей среды**

Класс	Микроусловия эксплуатации кладки	Примеры кладки в данных условиях
MX1	В сухой среде	Внутренняя часть зданий для обычного проживания и для офисов, включая внутренние слои наружных многослойных стен с пустотами, не подвергаемых влажностным воздействиям. Оштукатуренная кладка в наружных стенах, не подверженных умеренному или сильному проливному дождю и изолированных от влажности прилегающей кладки или материалов
MX2	Подверженная воздействию сырости или влажности	
MX2.1	Подверженная воздействию сырости, но не подверженная воздействию циклического замораживания/оттаивания или значительной степени воздействий внешних источников сульфатов или агрессивных химических веществ	Внутренняя кладка, подверженная воздействию высокой степени испарения воды, например, в прачечной. Наружные стены из кладки, защищенные нависающим свесом крыши или верхним рядом кладки, не подверженные воздействию сильного проливного дождя или мороза. Кладка, расположенная ниже зоны промерзания в хорошо просушиваемом неагрессивном грунте
MX2.2	Подверженная сильной влажности, но не подверженная воздействию циклического замораживания/оттаивания или значительной степени воздействий внешних источников сульфатов или агрессивных химических веществ	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
MX3	Подверженная воздействию влажности и циклического замораживания/оттаивания	

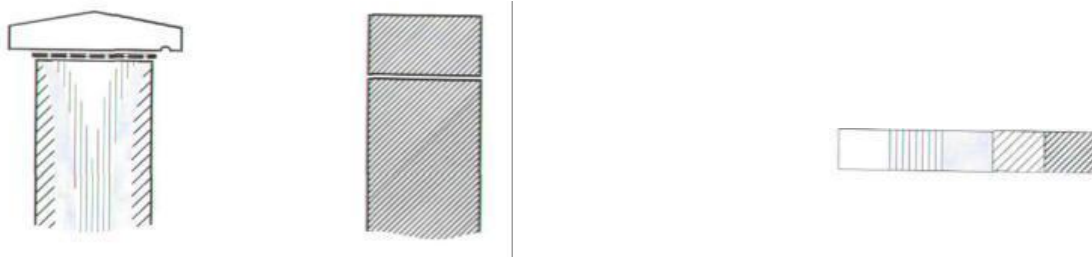


Класс	Микроусловия эксплуатации кладки	Примеры кладки в данных условиях
МХ3.1	Подверженная воздействию сырости или влажности и циклического замораживания/оттаивания, но не подверженная воздействию значительной степени внешних источников сульфатов или агрессивных химических веществ	Кладка класса МХ2.1, подверженная воздействию циклического замораживания/оттаивания
МХ3.2	Подверженная воздействию сильной влажности и циклического замораживания/оттаивания, но не подверженная воздействию значительной степени внешних источников сульфатов или агрессивных химических веществ	Кладка класса МХ2.2, подверженная воздействию циклического замораживания/оттаивания
МХ4	Подверженная воздействию насыщенного солью воздуха, морской воды или соли для удаления льда	Кладка в прибрежном районе. Кладка, прилегающая к дорогам, которые зимой посыпают солью
МХ5	В агрессивной химической среде	Кладка, находящаяся во взаимодействии с природными грунтами, насыпными грунтами или грунтовыми водами, в которых присутствует влажность и значительная степень сульфатов Кладка, находящаяся во взаимодействии с очень кислыми почвами, загрязненным грунтом или грунтовой водой. Кладка вблизи промышленных районов с содержанием в воздухе агрессивных химических веществ
ПРИМЕЧАНИЕ — При определении класса окружающей среды по условиям эксплуатации учитывают влияние применяемой обработки и защитной облицовки.		

Относительная подверженность воздействию влажности

Защищенное

Сильное



а) верхний ряд кладки с выступом

б) верхний ряд кладки без выступа (простой верхний ряд кладки)

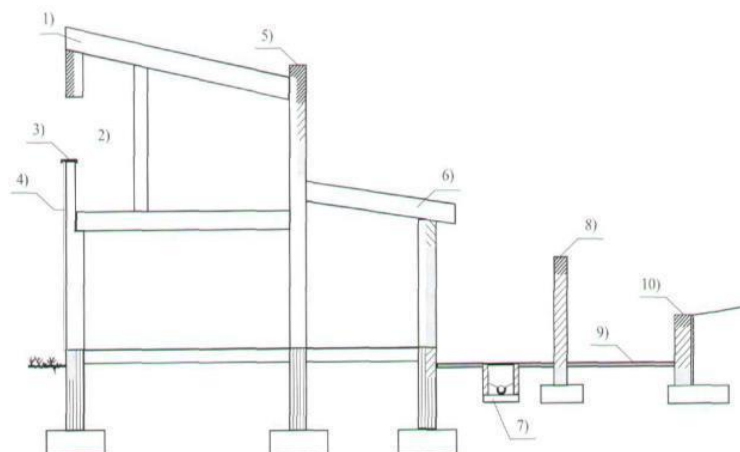


с) водосливный порог с выступом



д) водосливный порог без выступа  
(бесфланцевый водосливный порог)

**Рисунок 5.1 Примеры влияния элементов здания на относительную подверженность кладки воздействию влажности**



1 — свес крыши; 2 — балкон; 3 — верхний ряд кладки;  
4 — штукатурка; 5 — парапет; 6 — нависающий свес крыши;  
7 — смотровой колодец; 8 — отдельная стена;  
9 — мощение; 10 — подпорная стена

ПРИМЕЧАНИЕ На зоны относительного увлажнения оказывает влияние макроклимат.

**Рисунок 5.2 Примеры относительной подверженности каменных конструкций воздействию влажности (не защищенных посредством обработки или облицовки, за исключением фундамента в хорошо просушиваемом грунте)**

### **5.6.3 Камни и блоки**

**5.6.3.1** Камни и блоки для предусмотренного срока службы строительного сооружения должны быть достаточно долговечными с учетом основных условий окружающей среды.

ПРИМЕЧАНИЕ Требования по проектированию и производству работ для обеспечения достаточной долговечности установлены в СП РК EN 1996-2.

### **5.6.4 Раствор**

#### **5.6.4.1 Общие положения**

**5.6.4.1.1** Кладочный раствор выбирают в соответствии с условиями подверженности кладки воздействиям в зависимости от класса окружающей среды и техническими требованиями к элементам кладки. При отсутствии метода испытания на прочность в соответствии с европейским стандартом, соответствие кладочных растворов определяют на основании установившегося местного опыта в отношении свойств определенных материалов и составов смеси.

ПРИМЕЧАНИЕ Требования по проектированию и производству работ для обеспечения достаточной долговечности установлены в СП РК EN 1996-1-1 и в СП РК EN 1996-2.

#### **5.6.4.2 Выбор кладочного раствора и бетона заполнения заводского изготовления**

**5.6.4.2.1** При использовании кладочного раствора и бетона заполнения заводского изготовления в классах окружающей среды MX4 и MX5 следует обратиться к производителю за консультацией о его соответствии.

ПРИМЕЧАНИЕ При отсутствии метода испытания на прочность в соответствии с европейским стандартом, соответствие кладочных растворов, удовлетворяющих требованиям EN 998-2, определяют на основании опыта производителя относительно предполагаемого применения.

#### **5.6.4.3 Выбор кладочного раствора и бетона заполнения, изготовленных на месте проведения работ**

**5.6.4.3.1** Для кладочного раствора и бетона заполнения, изготовленных на месте проведения работ, технические требования на проектирование должны устанавливать требуемые эксплуатационные характеристики изделия и средства их подтверждения, включающие требования к отбору и периодичности испытаний. В дополнение, если проектировщик подтверждает, что нормативные технические требования обеспечивают требуемые характеристики, можно привести подробные технические требования к входящим в состав материалам, их пропорциям и методу смешивания на основании испытаний, проведенных на пробных смесях, и/или на основании официальных общедоступных ссылочных материалов, имеющих в наличии в месте использования.

**5.6.4.3.2** При использовании примесей, добавок и красителей, в частности, учитывают руководство п. 3.3.1 СП РК EN 1996-2:2006.

**5.6.4.3.3** Строительные растворы и бетон заполнения изготавливают на месте проведения работ, используя инструкцию по смешиванию, приводящую к образованию требуемых рабочих характеристик. Если инструкция по смешиванию не приведена в техниче-

ских требованиях на проектирование, подробное описание входящих в состав материалов, их пропорций и метода смешивания должно быть установлено на основании испытаний, проведенных на пробных смесях, и/или на основании официальных общедоступных ссылочных материалов, имеющихся в наличии в месте использования.

**5.6.4.3.4** При необходимости проведения испытаний, их проводят в соответствии с техническими требованиями на проектирование. Если результаты испытаний указывают, что инструкция по смешиванию не дает требуемых рабочих характеристик, в инструкцию вносят изменения и, если она является частью технических требований на проектирование, любые изменения согласовывают с проектировщиком.

**5.6.4.3.5** При отборе образцов в соответствии с EN 998-2 и испытании в соответствии с EN 1015-17 или использовании метода расчета, основанного на определении содержания ионов хлора в составляющих компонентах строительного раствора, не следует превышать максимально допустимое значение, приведенное в EN 998-2.

**5.6.4.3.6** При отсутствии необходимости проверки свойств строительного раствора, испытываемые образцы изготавливают и испытывают в соответствии с EN 1015-11.

**5.6.4.3.7** При наличии необходимости проверки свойств строительного раствора, испытываемые образцы изготавливают и испытывают в соответствии с EN 206-1.

**5.6.4.3.8** Если не установлено техническими требованиями на проектирование, примеси, добавки и красители не используют.

**5.6.4.3.9** Материалы для строительного раствора и бетона заполнения разделяют по массе или объему на заданные пропорции в чистых соответствующих измерительных приспособлениях.

**5.6.4.3.10** При подборе состава материалов для бетона заполнения следует учесть количество воды, которую поглотят элементы кладки и швы, заполненные раствором.

**5.6.4.3.12** Метод смешивания и продолжительность смешивания должны обеспечить последовательное изготовление соответствующих пропорций смеси. Избегают загрязнения строительного раствора в процессе последующей обработки.

**5.6.4.3.13** Если техническими требованиями на проектирование не разрешено смешивание вручную, используют соответствующую механическую мешалку.

**5.6.4.3.14** Продолжительность смешивания отсчитывают со времени добавления в мешалку всех входящих в состав материалов.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Как правило, подходящим является механическое смешивание от 3 до 5 мин после добавления всех входящих в состав компонентов, за исключением случая использования строительного раствора с замедлителем, продолжительность смешивания не должна превышать 15 мин. Более продолжительное смешивание, при использовании агентов вовлеченного воздуха, может привести к чрезмерному вовлечению воздуха и тем самым к уменьшению адгезии и прочности.

**5.6.4.3.15** Строительный раствор или бетон заполнения перемешивают таким образом, чтобы они имели достаточную удобоукладываемость для заполнения пространств, в которые его укладывают, без расслоения при трамбовке.

**5.6.4.3.16** Строительные растворы и бетон заполнения, содержащие цемент, должны быть готовы к использованию при их освобождении из мешалки, после чего связующие вещества, добавки, примеси или воду не добавляют.

**ПРИМЕЧАНИЕ** — Допустимо добавление воды в строительные растворы, изготавливаемые на месте проведения работ, для замещения воды, потерянной при испарении.

**5.6.4.3.17** Строительный раствор и бетон заполнения следует использовать до истечения срока годности. Строительный раствор и бетон заполнения, оставшиеся после нача-

ла затвердевания, бракуют и не восстанавливают.

**5.6.4.3.18** Воду, песок или предварительно замешенные известково-песчаные строительные растворы, содержащие частицы льда, не используют.

**5.6.4.3.19** Если не разрешено техническими требованиями на проектирование, соли для удаления льда или другие вещества, понижающие температуру замерзания, не используют.

**5.6.4.3.20** При классах окружающей среды MX1, MX2 или MX3 кладочный раствор разделяют по прочности, используя термины, установленные в EN 998-2:

- для кладки, подверженной пассивному воздействию среды;
- для кладки, подверженной умеренному воздействию среды;
- для кладки, подверженной сильному воздействию среды.

ПРИМЕЧАНИЕ п. 5.6.4.3.1 требует определения эксплуатационных характеристик изделия во всех случаях. Для прочности согласно требованию 5.6.4.3.20 это необходимо сделать посредством ссылки на установленную терминологию. Проектировщику не обязательно приводить нормативные технические требования, соответствующие эксплуатационным требованиям, или это можно сделать формально в соответствии с п. 5.6.4.3.4. Для растворов универсального применения обозначения прочности выбирают из таблицы 5.2.

**5.6.4.3.21** При необходимости проведения испытаний, их проводят в соответствии с техническими требованиями на проектирование. Если результаты испытаний указывают, что инструкция по смешиванию не дает требуемых рабочих характеристик, в инструкцию вносят изменения и, если она является частью технических требований на проектирование, любые изменения согласовывают с проектировщиком.

**Таблица 5.2 Приемлемые технические требования к прочности строительных растворов**

Класс окружающей среды по условиям эксплуатации (см. таблицу 1)	Строительный раствор в сочетании с элементом любого типа <sup>d)</sup>
MX1 <sup>a),b)</sup>	P, M или S
MX2.1	M или S
MX2.2	M или S <sup>c)</sup>
MX3.1	M или S
MX3.2	S <sup>c)</sup>
MX4	В каждом случае оценивают степень подверженности воздействию солей, влажности, циклического замораживания/оттаивания и консультируются с производителями материалов, входящих в состав кладки

**Таблица 5.2 Приемлемые технические требования к прочности строительных растворов (продолжение)**

Класс окружающей среды по условиям эксплуатации (см. таблицу 1)	Строительный раствор в сочетании с элементом любого типа <sup>d)</sup>
MX5	В каждом случае необходимо проводить особую оценку условий окружающей среды и воздействия химических веществ, учитывая концентрации, количества и степени реакции, и консультироваться с производителями материалов, входящих в состав кладки

<sup>a)</sup> Класс MX1 является применимым только тогда, когда кладка или любой из ее компонентов не подвержен в процессе изготовления на протяжении длительного периода времени более жестким условиям.

<sup>b)</sup> Для строительных растворов с обозначением Р необходимо убедиться, что кладочные элементы, строительный раствор и кладка полностью защищены от впитывания влаги и замерзания.

<sup>c)</sup> При использовании в кладке кирпича и камней, изготовленных из глины, относящихся к категории содержания растворимых солей S1, при классах окружающей среды по условиям эксплуатации MX2.2, MX3.2, MX4 и MX5, строительные растворы должны быть сульфатостойкими.

<sup>d)</sup> Классификацию растворов сокращают, используя следующие обозначения:

Р — строительный раствор, предназначенный для использования в кладке, подверженной пассивному воздействию;

М — строительный раствор, предназначенный для использования в кладке, подверженной умеренному воздействию;

С — строительный раствор, предназначенный для использования в кладке, подверженной сильному воздействию.

**5.6.4.3.22** Если кладочный раствор или бетон заполнения, изготовленные на месте проведения работ, предназначены для применения в классе окружающей среды MX4 или MX5, то на основании официальных общедоступных ссылочных материалов, имеющих в наличии в месте использования, выбирают составы смесей, обеспечивающие соответствующую прочность для определенных условий.

**5.6.4.3.23** При определении состава смеси следует учитывать адгезионную прочность, если для элементов кладки и раствора адгезионная прочность является особым техническим требованием.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Производитель элементов каменных конструкций может проконсультироваться относительно данного параметра для типа используемого кладочного раствора или испытаний, которые можно провести согласно соответствующим частям EN 1052.

### 5.6.5 Арматурная сталь

**5.6.5.1** Арматурная сталь должна быть устойчивой к коррозии или защищена долговечным покрытием, чтобы при укладке по правилам применения в соответствии с разделом 11 сохранять устойчивость к местным условиям окружающей среды в течение планируемого срока службы строительного объекта.

**5.6.5.2** При необходимости защиты нелегированной стали, для обеспечения долговечности ее оцинковывают в соответствии с EN ISO 1461, чтобы слой цинка обеспечивал требуемую долговечность (см. п. 5.6.5.3), или покрывают равнозначным защитным покрытием, например, из эпоксидной смолы.

**5.6.5.3** Вид арматурной стали и минимальную защиту арматурной стали выбирают с учетом класса окружающей среды для соответствующего места применения.

ПРИМЕЧАНИЕ Вид арматурной стали для обеспечения долговечности установлен в национальном приложении настоящих норм. Рекомендации по выбору арматурной стали содержатся в таблице 5.3.

**Таблица 5.3 Выбор арматурной стали для обеспечения долговечности**

Класс окружающей среды <sup>a)</sup>	Минимальная защита арматурной стали	
	Заделка раствором	Заделка бетоном с толщиной бетонного покрытия менее чем требуется согласно 5.6.5.4
MX1	Незащищенная нелегированная сталь <sup>b)</sup>	Незащищенная нелегированная сталь
MX2	Нелегированная сталь с утолщенным слоем цинка или с равнозначным защитным покрытием <sup>c)</sup>	Незащищенная нелегированная сталь или нелегированная сталь с утолщенным слоем цинка или с равнозначным защитным покрытием при заполнении полостей раствором
	Незащищенная нелегированная сталь в каменной кладке со слоем штукатурки на стороне, подвергаемой нагрузке <sup>d)</sup>	
MX4	Аустенитная нержавеющая сталь AISI 316 Нелегированная сталь с утолщенным слоем цинка или с равнозначным защитным покрытием <sup>b)</sup> со слоем штукатурки на стороне, подвергаемой нагрузке <sup>d)</sup>	Аустенитная нержавеющая сталь AISI 316

**Таблица 5.3 Выбор арматурной стали для обеспечения долговечности**  
(продолжение)

Класс окружающей среды <sup>а)</sup>	Минимальная защита арматурной стали	
	Заделка раствором	Заделка бетоном с толщиной бетонного покрытия менее чем требуется согласно 5.6.5.4
MX5	Аустенитная нержавеющая сталь AISI 316 или 304 <sup>е)</sup>	Аустенитная нержавеющая сталь AISI 316 или 304 <sup>е)</sup>
<p>а) См. СП РК EN 1996-2.</p> <p>б) Для внутренней оболочки многослойных наружных стен, с возможным увлажнением, применяют конструкционную сталь с утолщенным цинковым или равнозначным защитным покрытием, как описано в с).</p> <p>с) Нелегированную сталь оцинковывают слоем массой не менее 900 г/м<sup>2</sup> или покрывают цинком массой 60 г/м<sup>2</sup> и прочным покрытием из эпоксидной смолы толщиной не менее 80 мкм и средним значением 100 мкм (см. также п. 6.10).</p> <p>д) Применяют раствор общего назначения или раствор, укладываемый тонким слоем, класса прочности на сжатие М4. Толщину бокового растворного покрытия (см. рисунок 11.6) увеличивают на 30 мм, и каменную кладку оштукатуривают раствором согласно EN 998-1.</p> <p>е) При проектировании объекта необходимо учитывать, что аустенитная нержавеющая сталь неприменима в агрессивной среде.</p>		

**5.6.5.4** При применении незащищенной конструкционной стали толщина защитного слоя бетона  $c_{ном}$  должна обеспечивать защиту арматуры (см. таблицу 5.4).

**Таблица 5.4 Минимальные значения толщины защитного слоя бетона  $c_{ном}$  для арматуры из конструкционной стали**

Класс окружающей среды	Минимальное содержание цемента <sup>а)</sup> , кг/м <sup>3</sup>				
	275	300	325	350	400
	Максимальное водоцементное отношение				
	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Минимальные значения толщины защитного слоя бетона, мм				
MX1 <sup>б)</sup>	20	20	20 <sup>с)</sup>	20 <sup>с)</sup>	20 <sup>с)</sup>
MX2	—	35	30	25	20



**Таблица 5.4 Минимальные значения толщины защитного слоя бетона  $c_{\text{ном}}$  для арматуры из конструкционной стали (продолжение)**

Класс окружающей среды	Минимальное содержание цемента <sup>а)</sup> , кг/м <sup>3</sup>				
	275	300	325	350	400
	Максимальное водоцементное отношение				
	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Минимальные значения толщины защитного слоя бетона, мм				
MX3	—	—	40	30	25
MX4 и MX5	—	—	—	60 <sup>д)</sup>	50
<p>а) Состав смеси основан на применении стандартных заполнителей с номинальным значением размера фракции не более 20 мм. При применении других размеров фракции содержание цемента увеличивают на 20 % для заполнителей с размером зерна до 14 мм и на 40 % — для заполнителей с размером зерна до 10 мм.</p> <p>б) При минимальном бетонном покрытии 15 мм альтернативно допускается применять смесь в пропорции 1 : 0 – ¼ : 3 : 2 (цемент: известь: песок: заполнитель с размером зерна 10 мм в объемных долях), чтобы соответствовать классу окружающей среды MX1.</p> <p>с) Значения для бетонного покрытия можно уменьшить до минимального значения 15 мм, если номинальное значение размера зерна заполнителя не превышает 10 мм.</p> <p>д) При наличии опасности замораживания влажного бетона необходимо применять морозостойкий бетон.</p>					

**5.6.5.5** Для обеспечения достаточной защиты применяемой арматуры оцинкование арматурной стали производят только после обработки или гибки стальных стержней.

**5.6.5.6** Для арматурных сеток, укладываемых в горизонтальные швы, защитные системы устанавливает изготовитель в соответствии с EN 845-3.

Материалы для производства арматуры для горизонтальных швов кладки и их защитные покрытия выбирают из таблицы 5.5. Комбинирование нержавеющей стали с другими сортами стали в одном продукте не допускается.

Сварные и плетеные сетки из стальной проволоки изготавливают из гладкой, профилированной или ребристой проволоки, а также из катаной круглой или плоской проволоки, которая должна состоять либо из мягкой стали с защитой от коррозии, либо из коррозионностойкой стали. Примеры сварных и плетенных сеток показаны на рисунках 5.3-5.6.

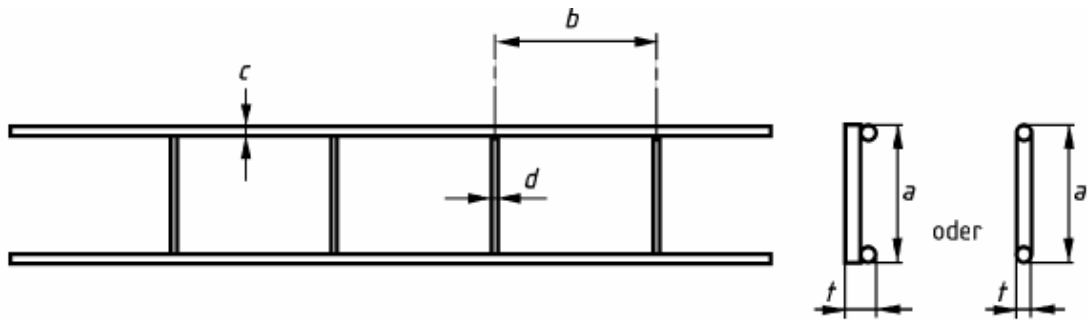


Рисунок 5.3 Пример арматуры решетчатого типа – вид сверху и вид в разрезе

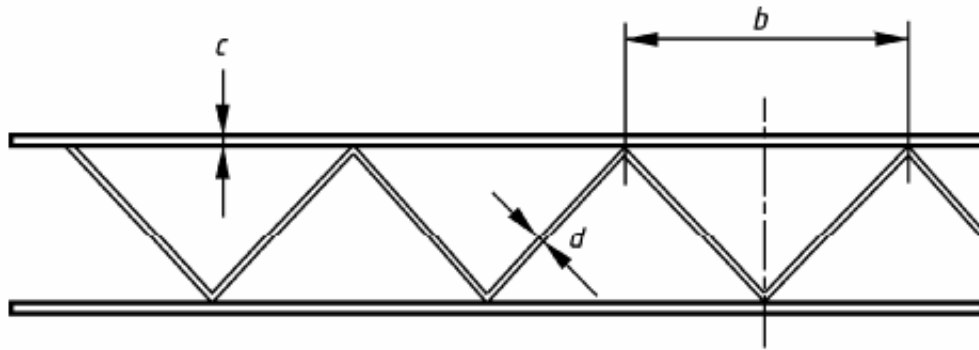


Рисунок 5.4 Пример арматуры фахверкового типа – вид сверху

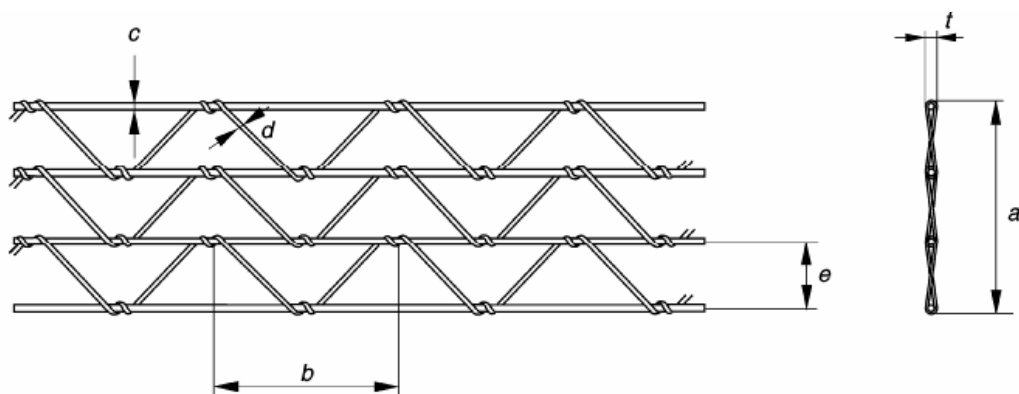
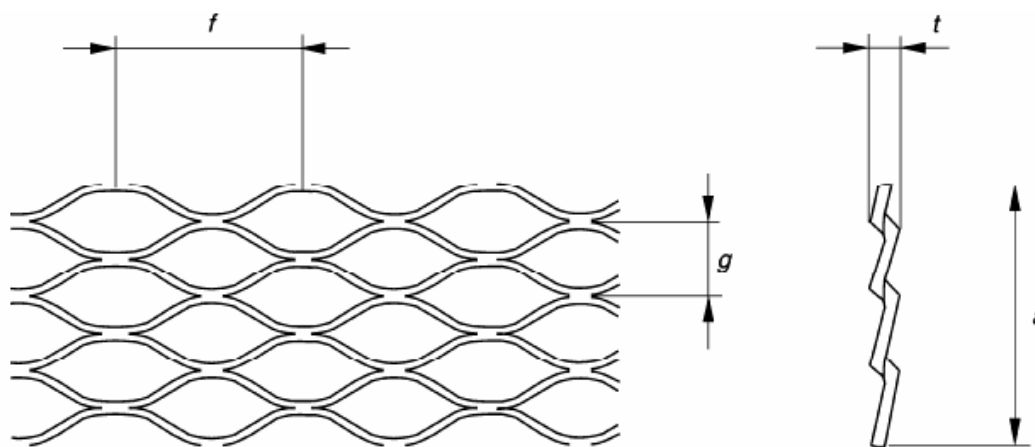


Рисунок 5.5 Пример стальной плетеной сетки – вид сверху и вид в разрезе



**Рисунок 5.6 Пример просечно-вытяжной сетки - вид сверху и вид в разрезе**

Если производителем не установлено иное, испытание арматуры для горизонтальных швов кладки проводят с использованием строительных блоков согласно стандарту EN 771 с нормированной прочностью на сжатие  $\leq 5 \text{ Н/мм}^2$ , а также нормированного кладочного раствора согласно стандарту EN 998-2 с прочностью на сжатие  $\leq 1,5 \text{ Н/мм}^2$ .

#### **5.6.6 Сталь для предварительно напряженных элементов**

**5.6.6.1** Сталь для предварительно напряженных элементов, укладываемая в соответствии с правилами, указанными в разделе 11, считается долговечной в течение планируемого срока службы строительного сооружения и устойчивой к условиям окружающей среды.

**5.6.6.2** Состав оцинковываемой стали для предварительно напряженных элементов должен быть таким, чтобы процесс оцинкования не оказывал на нее отрицательное влияние.

Таблица 5.5 Материалы и системы защиты от коррозии для арматуры для горизонтальных швов кладки

Материал	Требования к материалу <sup>a</sup>	Наименьшее значение для покрытия			Органическое покрытие, мкм	Условное обозначение материала/ покрытия <sup>e</sup>
		Масса одной стороны <sup>b</sup> , г/м <sup>2</sup>	Масса для 2 сторон <sup>c</sup> , г/м <sup>2</sup>	Толщина <sup>d</sup> , мкм		
Аустенитная нержавеющая сталь (молибдено-хромоникелевые сплавы)	EN 10088	—	—	—	—	R1
Аустенитная нержавеющая сталь (хромоникелевые сплавы)	EN 10088	—	—	—	—	R3
Оцинкованная стальная проволока	EN 10020 с цинковым покрытием по EN 10244	265	—	—	—	R13

Таблица 5.5 Материалы и системы защиты от коррозии для арматуры для горизонтальных швов кладки

Материал	Требования к материалу <sup>a</sup>	Наименьшее значение для покрытия			Органическое покрытие, мкм	Условное обозначение материала/ покрытия <sup>e</sup>
		Масса одной стороны <sup>b</sup> , г/м <sup>2</sup>	Масса для 2 сторон <sup>c</sup> , г/м <sup>2</sup>	Толщина <sup>d</sup> , мкм		
Оцинкованная стальная проволока с органическим покрытием всех поверхностей готового элемента	EN 10020 с цинковым покрытием по EN 10244 и органическим покрытием по EN 10245, часть 1; часть 2, класс 2a или 2b, или часть 3 тип III	60 <sup>f</sup>	—	—	Минимальное значение: 80 Среднее значение: 100	R18
Оцинкованная стальная проволока	EN 10020 с цинковым покрытием по EN 10244	105	—	—	—	R19
Оцинкованная стальная проволока	EN 10020 с цинковым покрытием по EN 10244	60 <sup>f</sup>	—	—	—	R20
Предварительно оцинкованная стальная полоса или стальной лист	EN 10327/EN 10326: оцинкованная сталь	—	275	19	—	R21

**Таблица 5.5 Материалы и системы защиты от коррозии для арматуры для горизонтальных швов кладки (продолжение)**

- <sup>a</sup> Если не установлено иное, допускается выбор подходящего сорта стали, отвечающего требованиям стандарта EN 10020 к оцинкованным изделиям.
- <sup>b</sup> Масса покрытия означает массу цинка; она указана для одной стороны проволоки и для нанесенных позднее покрытий.
- <sup>c</sup> Масса покрытия означает массу цинка; она указывается для двух сторон предварительно оцинкованных пластинчатых продуктов. Среднее значение для одной стороны равно 50 % значения для двух сторон, однако это не означает, что покрытие распределено равномерно.
- <sup>d</sup> Толщина покрытия означает минимальную толщину защитного металлического покрытия на всех поверхностях продукта или нанесенного позднее цинкового покрытия продукта, не являющихся поверхностями поперечного сечения.
- <sup>e</sup> Это число указывают с целью однозначного обозначения материала; оно не позволяет судить о сравнительных эксплуатационных и качественных показателях.
- <sup>f</sup> На проволоках круглого сечения перед дальнейшей переработкой.

### **5.6.7 Оснастка из стали для предварительного напряжения**

**5.6.7.1** Анкеры, соединительные муфты, арматурные каналы и полые трубы должны быть устойчивыми к коррозии при воздействии окружающей среды.

### **5.6.8 Вспомогательные элементы конструкции и угол опоры**

**5.6.8.1** Требования к долговечности вспомогательных элементов конструкции (гидроизоляционный слой в стенах, анкеры, петли, опоры, консоли и углы опоры) указаны в EN 1996-2.

**5.6.8.2** Ряд условий окружающей среды, воздействующих на вспомогательные компоненты, разделяют на пять классов воздействия MX1, MX2, MX3, MX4 и MX5, как установлено в таблице 5.1.

**5.6.8.3** При выборе класса окружающей среды необходимо учитывать подверженность воздействию изделий в процессе выполнения или в завершенной работе, выбирая более жесткие условия.

**5.6.8.4** Материал и, при наличии, защитное покрытие для вспомогательных компонентов выбирают из соответствующей части EN 845.

**5.6.8.5** Материалы для изготовления вспомогательных компонентов и их системы защиты от коррозии подробно рассмотрены в соответствующей части EN 845, и для каждого из них приведен особый материал/ссылка на покрытие. Данная ссылка не устанавливает относительные эксплуатационные характеристики или качество.

**5.6.8.6** Материалы для гибких связей, стяжных хомутов, подвесок и кронштейнов, соответствующих EN 845-1, выбирают, используя таблицу 5.6.

**5.6.8.7** Материалы для перемычек, соответствующих EN 845-2, выбирают, используя таблицу 5.7.

**5.6.8.8** Материалы для арматуры горизонтальных швов, соответствующих EN 845-3, выбирают, используя таблицу 5.8.

**5.6.8.9** В таблицах 5.6, 5.7 и 5.8 приведены материал/ссылка на покрытие, краткое описание материалов и классов окружающей среды. Данное руководство основано на многолетнем опыте исследований прочности данных материалов в ряде условий воздействий при разных классах окружающей среды. В настоящее время не существует признанного ускоренного метода испытаний на воздействие внешней среды, предназначенного для измерения данного параметра.

**5.6.8.10** Материалы, отнесенные к применению при определенном классе окружающей среды, в некоторых случаях являются предметом консультации специалистов, должны иметь экономически рациональный срок службы при установленных условиях, как установлено в таблице 2.1 СП РК EN 1990. Выбор зависит от определенного способа применения, местонахождения и предполагаемого срока эксплуатации.

**5.6.8.11** Если вспомогательные компоненты должны быть устойчивыми к значительным деформациям в процессе изготовления или использования, следует учесть способность материалов и покрытий выдерживать предполагаемые деформации.

**Таблица 5.6 Системы защиты от коррозии гибких связей, стяжных хомутов, подвесок и кронштейнов, соответствующих EN 845-1, относительно класса окружающей среды по условиям эксплуатации**

Материал <sup>a)</sup>	Номер ссылки	Класс окружающей среды по условиям эксплуатации				
		MX1	MX2	MX3	MX4	MX5
Аустенитовая нержавеющая сталь (хромоникельмолибденовые сплавы)	1	U	U	U	U	R
Пластмасса, используемая для основной части гибких связей	2	U	U	U	U	R
Аустенитовая нержавеющая сталь (хромоникелевые сплавы)	3	U	U	U	R	R
Ферритовая нержавеющая сталь	4	U	X	X	X	X
Фосфористая бронза	5	U	U	U	X	X
Алюминиевая бронза	6	U	U	U	X	X
Медь	7	U	U	U	X	X
Покрытая цинком (940 г/м <sup>2</sup> ) стальная проволока	8	U	U	U	R	X
Покрытый цинком (940 г/м <sup>2</sup> ) стальной прокат	9	U	U	U	R	X
Покрытый цинком (710 г/м <sup>2</sup> ) стальной прокат	10	U	U	U	R	X
Покрытый цинком (460 г/м <sup>2</sup> ) стальной прокат	11	U	R	R	R	X
Покрытая цинком (300 г/м <sup>2</sup> ) стальная полоса или лист с органическим покрытием всех наружных поверхностей готового изделия	12.1	U	U	U	R	X



**Таблица 5.6 Системы защиты от коррозии гибких связей, стяжных хомутов, подвесок и кронштейнов, соответствующих EN 845-1, относительно класса окружающей среды по условиям эксплуатации (продолжение)**

Материал <sup>a)</sup>	Номер ссылки	Класс окружающей среды по условиям эксплуатации				
		MX1	MX2	MX3	MX4	MX5
Покрытая цинком (300 г/м <sup>2</sup> ) стальная полоса или лист с органическим покрытием всех наружных поверхностей готового изделия	12.2	U	U	U	R	X
Покрытая цинком (265 г/м <sup>2</sup> ) стальная проволока	13	U	R	R	X	X
Покрытая цинком (300 г/м <sup>2</sup> ) стальная полоса или лист с органическим покрытием всех обрезанных кромок	14	U	R	R	X	X
Предварительно покрытая цинком (300 г/м <sup>2</sup> ) стальная полоса или лист	15	U	R	R	X	X
Покрытая цинком (137 г/м <sup>2</sup> ) стальная полоса или лист с органическим покрытием всех наружных поверхностей готового изделия	16.1	U	U	U	R	X
Покрытая цинком (137 г/м <sup>2</sup> ) стальная полоса или лист с органическим покрытием всех наружных поверхностей готового изделия	16.2	U	U	U	R	X
Предварительно покрытая цинком (137 г/м <sup>2</sup> ) стальная полоса с покрытыми цинком краями	17	U	R	R	X	X
Покрытая цинком (60 г/м <sup>2</sup> ) стальная проволока с органическим покрытием всех наружных поверхностей готового изделия	18	U	R	R	R	X
Покрытая цинком (105 г/м <sup>2</sup> ) стальная проволока	19	U	R	R	X	X
Покрытая цинком (60 г/м <sup>2</sup> ) стальная проволока	20	U	X	X	X	X
Предварительно покрытый цинком (137 г/м <sup>2</sup> ) стальной лист	21	U	X	X	X	X

**Таблица 5.6 Системы защиты от коррозии гибких связей, стяжных хомутов, подвесок и кронштейнов, соответствующих EN 845-1, относительно класса окружающей среды по условиям эксплуатации (продолжение)**

<p>Обозначения:</p> <p>U — неограниченное использование материала в установленном классе воздействия;</p> <p>R — ограниченное использование; консультацию по особым проектным условиям получают у производителя или специалиста-консультанта;</p> <p>X — материал не рекомендован для использования в данном классе воздействия.</p>
<p><sup>a)</sup> Подробные технические условия материала и покрытия или защитного слоя бетона, соответствующих номеру или буквенному обозначению ссылки, приведены в EN 845-1. Приведенная масса покрытия является приблизительным значением для одной поверхности.</p>

**Таблица 5.7 Системы защиты от коррозии перемычек, соответствующих EN 845-2, относительно класса окружающей среды по условиям эксплуатации**

Материал <sup>a)</sup>	Номер ссылки	Класс окружающей среды по условиям эксплуатации				
		MX1	MX2	MX3	MX4	MX5
Аустенитовая нержавеющая сталь (хром-никелевые сплавы)	L3	U	U	U	R	R
Покрытый цинком (710 г/м <sup>2</sup> ) стальной прокат	L10	U	U	U	R	X
Покрытый цинком (460 г/м <sup>2</sup> ) стальной прокат	L11	U	D	D	R	X
Покрытый цинком (460 г/м <sup>2</sup> ) стальной прокат с органическим покрытием установленных верхних поверхностей	L11.1	U	U	U	R	X
Покрытый цинком (460 г/м <sup>2</sup> ) стальной прокат с органическим покрытием установленных верхних поверхностей	L11.2	U	U	U	R	X
Покрытая цинком (300 г/м <sup>2</sup> ) стальная полоса или лист с органическим покрытием всех наружных поверхностей готового изделия	L12.1	U	U	U	R	X
Покрытая цинком (300 г/м <sup>2</sup> ) стальная полоса или лист с органическим покрытием всех наружных поверхностей готового изделия	L12.2	U	U	U	R	X

**Таблица 5.7 Системы защиты от коррозии перемычек, соответствующих EN 845-2, относительно класса окружающей среды по условиям эксплуатации (продолжение)**

Материал <sup>a)</sup>	Номер ссылки	Класс окружающей среды по условиям эксплуатации				
		MX1	MX2	MX3	MX4	MX5
Покрытая цинком (300 г/м <sup>2</sup> ) стальная полоса или лист с органическим покрытием всех обрезанных кромок	L14	U	D	D	R	X
Покрытая цинком (137 г/м <sup>2</sup> ) стальная полоса или лист с органическим покрытием всех наружных поверхностей готового изделия	L16.1	U	D	D	R	X
Покрытая цинком (137 г/м <sup>2</sup> ) стальная полоса или лист с органическим покрытием всех наружных поверхностей готового изделия	L16.2	U	U	U	R	X
Бетон <sup>b)</sup> или бетон и кладка	A	U	U	U	R	R
Бетон <sup>b)</sup> или бетон и кладка	B	U	U	R	R	X
Бетон <sup>b)</sup> или бетон и кладка	C	U	U	R	X	X
Бетон <sup>b)</sup> или бетон и кладка	D	U	U	X	X	X
Бетон <sup>b)</sup> или бетон и кладка	E	U	X	X	X	X
Бетон <sup>b)</sup> или кладка с арматурой из нержавеющей стали	F	U	U	R	R	R
Ячеистый бетон автоклавного твердения с арматурой, защищенной покрытием	G	U	R	R	R	R

**Таблица 5.7 Системы защиты от коррозии перемычек, соответствующих EN 845-2, относительно класса окружающей среды по условиям эксплуатации (продолжение)**

<p>Обозначения:</p> <p>U — неограниченное использование материала в установленном классе воздействия;</p> <p>R — ограниченное использование; консультацию по особым проектным условиям получают у производителя или специалиста-консультанта;</p> <p>D — при наличии водонепроницаемого ряда кладки по верху перемычки использование неограниченное (U). При отсутствии водонепроницаемого ряда кладки по верху перемычки использование ограничено (R);</p> <p>X — материал не рекомендован для использования в данном классе воздействия.</p>
<p><sup>a)</sup> Подробные технические условия материала и покрытия или защитного слоя бетона, соответствующих номеру или буквенному обозначению ссылки, приведены в EN 845-2. Приведенная масса покрытия является приблизительным значением для одной поверхности.</p> <p><sup>b)</sup> Производитель или специалист-консультант может позволить менее ограниченное использование перемычек на основании местного опыта.</p>

**Таблица 5.8 Системы защиты от коррозии арматуры горизонтальных швов, соответствующей EN 845-3, относительно класса окружающей среды по условиям эксплуатации**

Материал <sup>a)</sup>	Номер ссылки	Класс окружающей среды по условиям эксплуатации				
		MX1	MX2	MX3	MX4	MX5
Аустенитовая нержавеющая сталь (молибден-хром-никелевые сплавы)	R1	U	U	U	U	R
Аустенитовая нержавеющая сталь (хром-никелевые сплавы)	R3	U	U	U	R	R
Покрытая цинком (265 г/м <sup>2</sup> ) стальная проволока	R13	U	R	R	X	X
Покрытая цинком (60 г/м <sup>2</sup> ) стальная проволока с органическим покрытием всех наружных поверхностей готового изделия	R18	U	U	U	R	X
Покрытая цинком (105 г/м <sup>2</sup> ) стальная проволока	R19	U	R	R	X	X
Покрытая цинком (60 г/м <sup>2</sup> ) стальная проволока	R20	U	X	X	X	X

**Таблица 5.8 Системы защиты от коррозии арматуры горизонтальных швов, соответствующей EN 845-3, относительно класса окружающей среды по условиям эксплуатации (продолжение)**

Материал <sup>a)</sup>	Номер ссылки	Класс окружающей среды по условиям эксплуатации				
		MX1	MX2	MX3	MX4	MX5
Предварительно покрытый цинком (137 г/м <sup>2</sup> ) стальной лист	R21	U	X	X	X	X
<p>Обозначения:</p> <p>U — неограниченное использование материала в установленном классе воздействия;</p> <p>R — ограниченное использование; консультацию по особым проектным условиям получают у производителя или специалиста-консультанта;</p> <p>X — материал не рекомендован для использования в данном классе воздействия.</p>						
<p><sup>a)</sup> Подробные технические условия материала и покрытия или защитного слоя бетона, соответствующих номеру или буквенному обозначению ссылки, приведены в EN 845-3. Приведенная масса покрытия является приблизительным значением для одной поверхности.</p>						

### 5.6.9 Каменная кладка в грунте

**5.6.9.1** Каменную кладку следует защищать от агрессивного воздействия грунта.

**5.6.9.2** Необходимо предусматривать меры по защите каменной кладки от повреждений вследствие влаги, поступающей из прилегающего грунта.

**5.6.9.3** При возможном загрязнении грунта агрессивными химическими веществами, которые могут повредить каменную кладку, каменную кладку необходимо возводить из строительных материалов, устойчивых к таким химическим веществам или обеспечить защиту каменной кладки.

## 6 МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ

### 6.1 Общие требования

**6.1.1** Для возведения каменных и армокаменных конструкций применяют искусственные и природные каменные материалы в виде кирпича, камней, мелких и крупных блоков и панелей, а также облицовочные и теплоизоляционные материалы, строительный раствор, бетон и арматуру.

**6.1.2** Искусственные и природные каменные материалы, а также бетоны, применяемые для изготовления камней, мелких и крупных блоков, должны удовлетворять требованиям EN 771-1, EN 771-2, EN 771-3, EN 771-4, EN 771-5 EN 771-6 в части плотности, прочности и других показателей качества.

**6.1.3** Доставляемые на строительство каменные материалы должны иметь заводской паспорт (сертификат), содержащий сведения о пределе прочности (классу) и морозостойкости, а для легких и теплоизоляционных материалов - и по их плотности (объемной массе).

### 6.2 Камни и блоки

#### 6.2.1. Общие положения

**6.2.1.1** Допускается применение камней и блоков категории I и категории II.

Строительные блоки категории I это строительные блоки с декларируемой прочностью при сжатии, при этом вероятность того, что данное значение прочности не будет достигнуто, должна составлять не более 5 %. Декларируемую прочность при сжатии определяют по среднему или характеристическому значению.

Строительные блоки категории II это строительные блоки, которые не достигают уровня качества блоков категории I.

**6.2.1.2** Для применения формул и других числовых значений, указанных в 7.2.4 – 7.2.10, а также для применения ссылок в других разделах камни и блоки классифицируют по группам 1, 2, 3 и 4.

ПРИМЕЧАНИЕ Как правило, определение группы камней и блоков осуществляет изготовитель.

**6.2.1.3** Блоки из ячеистого бетона, бетонные блоки и блоки из природного камня относят к группе 1. Геометрические требования для определения группы керамического кирпича, силикатных и бетонных блоков приведены в таблице 6.1.

**6.2.1.4** При определении расчетных параметров принимают приведенную (нормализованную) прочность на сжатие  $f_b$  камней и блоков.

ПРИМЕЧАНИЕ Согласно серии стандартов EN 771 приведенную (нормализованную) прочность на сжатие:

- устанавливает и заявляет изготовитель или
- рассчитывают по EN 772-1, приложение А (пересчет прочности на сжатие камней и блоков в приведенную (нормализованную)).

**6.2.1.5** При установлении изготовителем прочности на сжатие камней и блоков как условной нормированной (марка камня или материала блока), ее пересчитывают в приведенную (нормализованную) прочность на сжатие. Пересчет производят с применением коэффициента, зависящего от вариации размеров блоков.

Таблица 6.1 Геометрические требования к классификации камней и блоков

	Материал камня или блока и пределы классификации				
	Группа 1 (все камни и блоки)	Вид камня или блока	Группа 2	Группа 3	Группа 4
			Объем вертикальных пустот		Объем горизонтальных пустот
Общий объем пустот (в % к объему камня или блока)	≤25	Кирпич	>25; ≤55	≥25; ≤70	>25; ≤70
		Силикатный блок	>25; ≤55	Не применяют	Не применяют
		Бетон <sup>b)</sup>	>25; ≤60	>25; ≤70	>25; ≤50
Объем отдельных пустот (в % к объему камня или блока)	≤12,5	Кирпич	Каждая из пустот ≤2; выемки для захвата блока до 12,5	Каждая из пустот ≤2; выемки для захвата блока до 12,5	Каждая из пустот ≤30
		Силикатный блок	Каждая из пустот ≤15; выемки для захвата блока до 30	Не применяют	Не применяют
		Бетон <sup>b)</sup>	Каждая из пустот ≤30; выемки для захвата блока до 30	Каждая из пустот ≤30; выемки для захвата блока до 30	Каждая из пустот ≤25

**Таблица 6.1 Геометрические требования к классификации камней и блоков**  
(продолжение)

	Материал камня или блока и пределы классификации							
	Группа 1 (все камни и блоки)	Вид камня или бло- ка	Группа 2		Группа 3		Группа 4	
			Объем вертикальных пу- стот			Объем горизонтальных пустот		
Установ- ленное значение толщины внешней и внутрен- ней стенок (в мм)	Не нор- мирует- ся		Внут- ренняя стенка	Внеш- няя стен- ка	Внут- ренняя стенка	Внеш- няя стен- ка	Внут- ренняя стенка	Внеш- няя стен- ка
		Кирпич	≥5	≥8	≥3	≥6	≥5	≥6
		Сили- катный блок	≥5	≥10	Не применяют		Не применяют	
		Бетон <sup>b)</sup>	≥15	≥18	≥15	≥15	≥20	≥20
Установ- ленное значение суммар- ной тол- щины внешней и внутрен- ней стено- к <sup>a)</sup> (в % к ширине блока)	Не нор- мирует- ся	Кирпич	≥16		≥12		≥12	
		Сили- катный блок	≥20		Не применяют		Не применяют	
		Бетон <sup>b)</sup>	≥18		≥15		≥45	
<sup>a)</sup> Суммарной толщиной стенок является толщина внешних и внутренних стенок, измеренная горизонтально и суммированная в основном направлении. Измерения проводят в один этап и повторяют только в случае возникновения принципиальных изменений проектных размеров применяемых камней и блоков.								
<sup>b)</sup> При скошенных пустотах или пустотах, имеющих овальную или круглую форму сечения, применяют среднее значение толщины стенок.								

### 6.2.2 Кирпич и камни керамические

**6.2.2.1** Кирпич изготавливают полнотелым или пустотелым, с вертикальными пустотами, а керамические камни только пустотелыми (EN 771-1). Применение пустотелых кир-



пича и камней в наружных стенах повышает их сопротивление теплопередаче и позволяет уменьшить толщину стен.

### **6.2.3 Кирпич и камни силикатные**

**6.2.3.1** Кирпич и камни силикатные (EN 771-2) имеют такие же размеры и массу, как и керамические.

### **6.2.4 Кирпич и камни керамические и силикатные лицевые**

**6.2.4.1** Кирпич и камни лицевые (EN 771-1 и EN 771-2) применяют для облицовки наружных стен зданий и сооружений, выполняемой одновременно с кладкой.

### **6.2.5 Камни бетонные**

**6.2.5.1** Камни бетонные стеновые (EN 771-3), сплошные и пустотелые, лицевые и рядовые изготавливают из тяжелых и легких бетонов из цементных, силикатных и гипсовых вяжущих. Применяют их для несущих и ограждающих конструкций зданий различного назначения.

### **6.2.6 Блоки из ячеистых бетонов**

**6.2.6.1** Блоки из ячеистых бетонов стеновые мелкие (EN 771-4) применяют для кладки стен зданий различного назначения с нормальным температурно-влажностным режимом. Применение блоков в наружных стенах помещений с влажным режимом допускается при условии нанесения на внутренние поверхности стен пароизоляционного покрытия. Применять блоки для наружных стен помещений с мокрым режимом, а также для стен подвалов и цоколей не допускается.

### **6.2.7 Блоки стеновые**

**6.2.7.1** Блоки стеновые бетонные, изготавливаемые из тяжелого бетона, легкого бетона на пористых заполнителях, плотного силикатного бетона и автоклавного ячеистого бетона (EN 771-5), применяют для наружных и внутренних стен зданий различного назначения. Применение блоков из ячеистого бетона в наружных стенах помещений с влажным режимом допускается при условии нанесения на внутренние поверхности стен пароизоляционного покрытия. Применение блоков из ячеистого бетона не допускается при классах окружающей среды MX2-MX5.

### **6.2.8 Камни стеновые из горных пород**

**6.2.8.1** Камни стеновые из горных пород (EN 771-6) предназначены для кладки стен, перегородок и других частей зданий и сооружений.

## **6.3 Блоки бетонные для стен подвалов**

**6.3.1** Блоки бетонные для стен подвалов сплошные и пустотелые изготавливают из тяжелого бетона, керамзитобетона и плотного силикатного бетона с объемной массой (в высушенном до постоянного веса состоянии) не менее  $1800 \text{ кг/м}^3$ . Сплошные блоки применяют для фундаментов.

## **6.4 Фасадные изделия**

**6.4.1** Для облицовки наружных стен кирпичных зданий применяют лицевые кирпич

и камни, перевязанные с ее внутренней частью тычковыми рядами. Для кладки поясков, карнизов и других архитектурных деталей могут применяться профильные лицевой кирпич и лицевые камни.

Для облицовки фасадов зданий применяют также бетонные и железобетонные плиты, изготавливаемые из тяжелого цементного или силикатного бетона.

Облицовку фасадов зданий выполняют также плитами из природного камня, которые изготавливают путем распиливания блоков, добываемых из горных пород.

Облицовочные плиты из мрамора, гранита, базальта и некоторых других видов природного камня (по перечню, определяемому Агентством Республики Казахстан по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства) применяют в установленном порядке для отделки монументальных зданий и сооружений, к которым предъявляют высокие архитектурные или специальные требования.

### **6.5 Плитки керамические фасадные**

**6.5.1** Плитки керамические фасадные с глазурованной и неглазурованной лицевой поверхностью, гладкие и с рельефной поверхностью (EN 12326-1) изготавливают из глин (с добавками и без них) методом прессования или литья с последующим их обжигом. Плитки применяют для облицовки наружных стен кирпичных зданий, а также зданий из панелей и кирпичных блоков.

Керамические плитки специального назначения применяют для облицовки цоколей зданий, подземных переходов и других строительных элементов, находящихся в неблагоприятных условиях эксплуатации.

### **6.6 Сборные перемычки железобетонные для зданий с кирпичными стенами**

**6.6.1** Перемычки железобетонные (EN 845-2) применяют для перекрытия оконных и дверных проемов в стенах кирпичных зданий.

**6.6.2** Стальные перемычки изготавливают из углеродистой стали в соответствии с EN 10025, EN 10142, EN 10147, EN 10130, EN 10111 или из нержавеющей стали в соответствии с EN 10025.

**6.6.3** Бетонные перемычки изготавливают из бетона с обычным армированием и с предварительным напряжением, а также с несущими лотковыми блоками или без них.

Арматура из нержавеющей стали должна соответствовать с EN 10088.

Арматура из свариваемых сортов стали в соответствии с EN 10088 и из стали для предварительно напряженных конструкций в соответствии с EN 10138 должна удовлетворять установленным национальным требованиям, действующим на территории применения.

Арматура для перемычек в соответствии с EN 845-2 должна иметь диаметр не менее 2,5 мм.

Бетон должен соответствовать EN 206-1.

Ячеистый бетон должен соответствовать prEN 12602.

**6.6.4** Каменные перемычки изготавливают из бетона с обычным армированием и с предварительным напряжением, раствора для каменной кладки и несущих или ненесущих лотковых фасонных блоков в соответствии со следующими стандартами:

а) бетон и сталь см. 6.6.3;

- б) раствор для каменной кладки (EN 998-2);
- в) лотковые фасонные блоки из:
  - 1) керамического материала (см. EN 771-1, только разделы, касающиеся материалов);
  - 2) силикатных блоков (см. EN 771-2, только разделы, касающиеся материалов);
  - 3) бетона (см. EN 771-3, только разделы, касающиеся материалов);
  - 4) ячеистого бетона (см. EN 771-4, только разделы, касающиеся материалов);
  - 5) бетонных блоков заводского изготовления (см. EN 771-5, только разделы, касающиеся материалов);
  - 6) природного камня (см. EN 771-6, только разделы, касающиеся материалов);

ПРИМЕЧАНИЕ Все лотковые фасонные блоки могут увеличить несущую способность перемычки. В случае, когда увеличение несущей способности подтверждается расчетами, или при учете данной способности в расчете бетонных защитных покрытий, они считаются несущими конструктивными элементами.

Предел прочности при сжатии несущих лотковых фасонных блоков определяют в соответствии с EN 772-1 на вырезанном испытываемом образце. Расположение образца и соотношение размеров представлено на рисунке 6.1.

Раствор для швов должен соответствовать характеристикам перемычки.

**6.6.5** Если материалы или изделия для составных перемычек и перемычек частичной сборки, дополняемых на строительной площадке, поставляют не в комплекте с перемычками заводского изготовления, то данные материалы или изделия, требующиеся для дополнения перемычек, применяют в соответствии с EN 845-2.

## **6.7 Гидроизоляция**

**6.7.1** Гидроизоляция должна предотвращать (капиллярный) перенос влаги.

## **6.8 Связи (связевые устройства) каменной кладки, анкера, стяжки, опоры и консоли**

**6.8.1** Связи (связевые устройства) должны соответствовать требованиям EN 845-1.

**6.8.2** Анкера, стяжки, опоры и консоли должны соответствовать требованиям EN 845-1.

## **6.9 Панели гипсобетонные для перегородок**

**6.9.1** Панели гипсобетонные для перегородок, изготавливаемые из бетона на гипсовом или гипсосодержащем вяжущем, армированные деревянными каркасами, применяют для устройства ненесущих перегородок в зданиях различного назначения с сухим, нормальным и влажным режимом помещений.

## **6.10 Бетон и арматура**

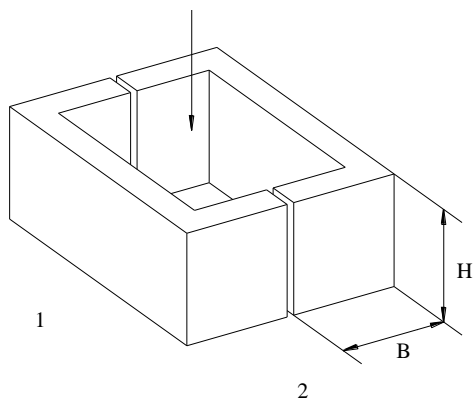
**6.10.1** Бетон и арматура, применяемые в каменных и армокаменных конструкциях, должны соответствовать требованиям СП РК EN 1992 1-1.

**6.10.2** Бетон для заполнения должен соответствовать требованиям EN 206-1.

**6.10.3** Бетон для заполнения характеризуется характеристическим сопротивлением осевому сжатию  $f_{ck}$  (класс бетона по прочности на сжатие). Оно определяется на основании результатов испытаний по прочности на центральное сжатие цилиндров или кубиков

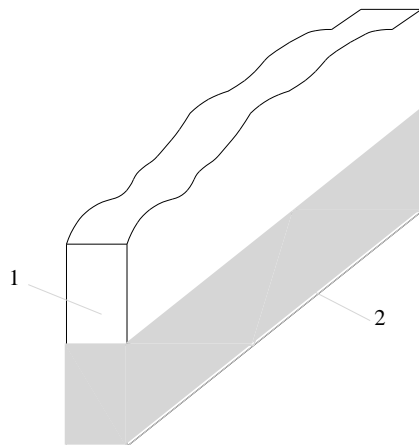
в возрасте 28 сут.

**6.10.4** Класс бетона для заполнения по прочности на сжатие должен соответствовать классу не ниже  $C^{12}/_{15}$ .



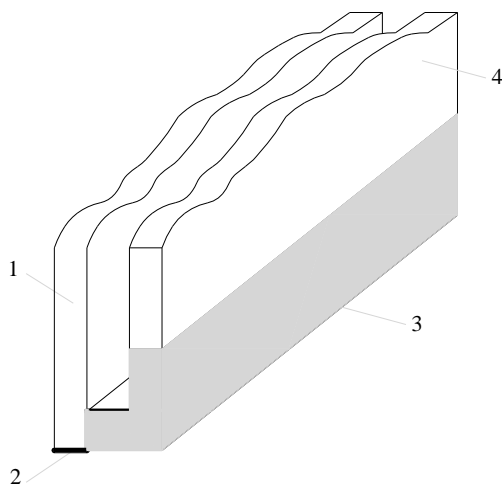
а)

1 – для обеспечения симметричной нагрузки одновременно испытывают два образца;  
2 – длина вырезанной части  $H$  должна соответствовать наименьшей ширине  $B$



б)

1 – опирающаяся каменная кладка; 2 – перемычка



в)

1 – опирающаяся каменная кладка – наружный слой стены; 2 – наружная часть перемычки (выступ);  
3 – внутренняя часть перемычки; 4 – опирающаяся каменная кладка

**Рисунок 6.1: а – Образец для испытаний предела прочности при сжатии несущих лотковых фасонных блоков; б – Перемычка заводского изготовления; в – Составная перемычка**

**6.10.5** Допускается назначать на основании оценки пригодности или по рецептуре. Состав бетонной смеси и ее подвижность должны обеспечивать требуемую прочность и установленную удобоукладываемость бетона.

**6.10.6** Удобоукладываемость (технологичность) бетона для заполнения должна обеспечивать полное заполнение промежуточного пространства.

**6.10.5** Классы по осадке конуса от S3 до S5 или классы по растекаемости от F4 до F6 согласно EN 206-1 в большинстве случаев соответствуют установленным требованиям. В пустотах с минимальным размером менее 85 мм следует применять классы по осадке конуса S5 или S6. При применении сильнотекучих бетонов следует предусмотреть меры для снижения большой усадки бетона.

**6.10.6** Максимальный размер зерен заполнителя в бетоне не должен превышать 20 мм. Для заполнения промежуточных пространств с минимальным размером 100 мм или при толщине бетонного покрытия арматуры менее 25 мм максимальный размер зерна не должен превышать 10 мм.

**6.10.7** Показатели бетона для заполнения определяют на основании испытаний образцов бетона. При отсутствии опытных данных значения характеристического сопротивления осевому сжатию  $f_{ck}$  и срезу (сдвигу)  $f_{yk}$  бетона для заполнения принимают по таблице 6.2.

**Таблица 6.2 Характеристические сопротивления бетона для заполнения**

Класс прочности бетона	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 и выше
$f_{ck}$ , Н/мм <sup>2</sup>	12	16	20	25
$f_{cvk}$ , Н/мм <sup>2</sup>	0,27	0,33	0,39	0,45

**6.10.8** Для армирования каменных конструкций следует применять стальную арматуру, соответствующую требованиям EN 10080; сборную арматуру для горизонтальных швов кладки в соответствии с EN 845-3; для закладных деталей и соединительных накладок следует применять сталь в соответствии с главой EN 1993 1-1. Сталь для предварительного напряженных элементов должна соответствовать требованиям prEN 10138 или европейских технических условий.

**6.10.9** Характеристический предел текучести ненапрягаемой арматуры  $f_{yk}$  должен соответствовать п.6.10.10 – 6.1.14.

**6.10.10** В таблице 6.3 приводятся свойства арматуры. Свойства действительны при температурах между минус 40 °С и 100 °С для арматуры в готовой конструкции. Все гибочные и сварочные работы с арматурой, выполняемые на строительной площадке, должны быть далее ограничены температурным диапазоном, разрешенным EN 13670.

Таблица 6.3 Свойства арматуры

Вид продукта		Стержни и стержни из бухт			Сетки из проволоки			Требования или значе- ние кван- тиля, %
Класс		A	B	C	A	B	C	—
Характеристический предел текучести $f_{yk}$ или $f_{0,2k}$ , МПа		400–600						5,0
Минимальное значение $k = (f_t/f_y)_k$		≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
Характеристические относи- тельные деформации при макси- мальной нагрузке $\varepsilon_{uk}$ , %		≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Способность к загибу		Испытания на загиб/разгиб			—			
Прочность на срез		—			0,3A $f_{yk}$ (A — пло- щадь сечения про- волоки)			Минимум
Максимальное отклонение от номинальной массы (от- дельный стержень или проволока), %	Номинальный размер стержня, мм							5,0
	≤8	±6,0						
	> 8	±4,5						

ПРИМЕЧАНИЕ Значения уровня напряжений усталости с верхним предельным значением  $\beta f_{yk}$  и значение минимальной относительной площади ребер приведены в таблице 6.4. Значение  $\beta$  — 0,6.

Таблица 6.4 Свойства арматуры

Вид продукта		Стержни и стержни из бухт			Сетки из про- волоки			Требования или значение квантиля, %
Класс		A	B	C	A	B	C	—
Уровень напряжений усталости, МПа, (для $N \geq 2 \times 10^6$ циклов нагруз- ки) с верхним пределом $\beta f_{yk}$		$\geq 150$			$\geq 100$			10,0
Сцепление: мини- мальное значение от- носительной площа- ди ребер, $f_{R,min}$	Номинальный диаметр стержня, мм							
	5 и 6	0,035						5,0
	6,5–12,0	0,040						
	> 12,0	0,056						

**6.10.11** Значения для  $f_{yk}$ ,  $k$  и  $\varepsilon_{uk}$  из таблицы 6.3 — это характеристические значения. Максимальный процент результатов испытаний, лежащих ниже характеристического значения, приведен для каждого характеристического значения в правом крайнем столбце таблицы 6.3.

**6.10.12** Стандарт EN 10080 не указывает ни значение квантиля характеристических значений, ни оценку результатов испытаний отдельных опытных образцов.

Поэтому, чтобы обеспечить требования качества в процессе постоянного производства согласно таблице 6.3, как правило, должны быть применены следующие ограничения на результаты испытаний:

- если все отдельные (индивидуальные) результаты испытаний превышают характеристическое значение (или находятся ниже характеристического значения в случае максимального значения  $f_{yk}$  или  $k$ ), можно исходить из того, что единичное испытание отвечает требованиям;

- отдельные (индивидуальные) значения предела текучести  $f_y$ ,  $k$  и  $\varepsilon_u$  должны быть больше минимальных значений и меньше максимальных значений. Кроме этого, как правило, среднее значение  $M$  единичного испытания должно удовлетворять следующему выражению:

$$M \geq C_v + a$$

где  $C_v$  — длительное характеристическое значение;

$a$  — коэффициент, который зависит от рассматриваемых параметров.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 — Значение  $a$  для  $f_{yk}$  — 10 МПа, а для  $k$  и  $\varepsilon_{uk}$  — 0.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 — Максимальные и минимальные значения  $f_{yk}$ ,  $k$  и  $\varepsilon_{uk}$ , приведены в таблице 6.5.

Таблица 6.5 Абсолютные предельные значения результатов испытаний

Характеристика	Минимальное значение	Максимальное значение
Предел текучести $f_{yk}$	$0,97 \times \text{минимум } C_v$	$1,03 \times \text{максимум } C_v$
$k$	$0,98 \times \text{минимум } C_v$	$1,02 \times \text{максимум } C_v$
$\varepsilon_{uk}$	$0,80 \times \text{минимум } C_v$	Не применяется

**6.10.13** Максимальные фактические напряжения текучести  $f_{y,\max}$  не должны превышать  $1,3f_{yk}$ .

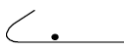
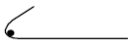
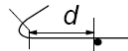
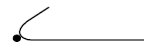
**6.10.14** Способность к загибу должна быть подтверждена посредством испытаний на загиб/разгиб согласно EN 10080 и EN ISO 15630-1. В случаях, когда подтверждение производится только методом разгибания, диаметр загиба не должен быть больше, чем значение, определенное для загиба в таблице 6.6. При оценке способности к загибу не должно быть видимых трещин после первого загиба.

Таблица 6.6 Минимальный диаметр оправки во избежание повреждений арматуры

а) для стержней и проволоки

Диаметр стержня	Минимальный диаметр оправки для крюков, угловых крюков, петель
$\varnothing \leq 16 \text{ мм}$	$4\varnothing$
$\varnothing > 16 \text{ мм}$	$7\varnothing$

в) для свариваемой загибаемой арматуры и сеток, загибаемых после сварки

Минимальный диаметр оправки	
 или 	 или 
$5\varnothing$	$d \geq 3\varnothing$ : $5\varnothing$ : $d < 3\varnothing$ или сварка в пределах зоны изгиба: $20\varnothing$
ПРИМЕЧАНИЕ — Размер оправки для сварки в пределах зоны загиба может быть уменьшен до $5\varnothing$ , если сварка выполняется согласно EN ISO 17660.	

**6.10.15** Допускается принимать коэффициент линейного температурного расширения стали  $12 \cdot 10^{-6} \text{ К}^{-1}$ .



## 6.11 Растворы строительные для каменных кладок

**6.11.1** Для кладочного раствора заданного качества изготовитель указывает прочность при сжатии. Изготовитель может указывать класс прочности при сжатии по таблице 6.7, обозначая буквой М и указывая за ней прочность при сжатии раствора в Н/мм<sup>2</sup>.

Отбор проб производят из партии раствора в соответствии с EN 1015-2, испытания проводят в соответствии с EN 1015-11, при этом прочность при сжатии должна быть не менее указываемой или не ниже указываемого класса прочности при сжатии. Содержание воздушной извести, в расчете на гидроксид кальция Ca(OH)<sub>2</sub>, указывают, если оно составляет 50 % или более от общей массы вяжущего.

**Таблица 6.7 Классы раствора**

Класс прочности при сжатии	M1	M2,5	M5	M10	M15	M20	Md
Прочность при сжатии, Н/мм <sup>2</sup>	1	2,5	5	10	15	20	d
d – прочность при сжатии, указываемая изготовителем, в случае, если ее значение больше 25 Н/мм <sup>2</sup> .							

Марка раствора определяется испытанием на сжатие половинок балочек размером 40х40х160 мм, полученных после испытания их на изгиб в возрасте 28 дней при температуре твердения 20±2 °С. Изготовление, выдерживание и испытание образцов производится по EN 1015-11. Временные сопротивления (пределы прочности) при сжатии, определяемые испытанием половинок балочек, принимаются одинаковыми. При сроках и условиях твердения растворов, отличающихся от принятых в EN 1015-11 (крупные блоки из кирпича и камней, подвергаемые тепловой обработке, кладка в раннем или длительном возрасте, зимняя кладка и пр.), предел прочности раствора при сжатии (временное сопротивление) устанавливается лабораторными испытаниями.

**6.11.2** Прочность раствора зависит от температуры твердения. При температуре твердения, отличающейся от 20±2 °С, прочность раствора, %, в возрасте 28 сут следует принимать по таблице 6.8.

**6.11.3** Минимальная прочность раствора на сжатие  $f_m$  для армированной каменной кладки должна составлять 4 Н/мм<sup>2</sup> и для каменной кладки с косвенным армированием горизонтальных швов — не менее 2 Н/мм<sup>2</sup>.

Таблица 6.8

Возраст раствора, сут	Прочность раствора, %, при температуре твердения, °С										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
1	1	4	6	10	13	18	23	27	32	38	43
2	3	8	12	18	23	30	38	45	54	63	76
3	5	11	18	24	33	47	49	58	66	75	85
5	10	19	28	37	45	54	61	70	78	85	95
7	15	25	37	47	55	64	72	79	87	94	99
10	23	35	48	58	68	75	82	89	95	100	-
14	31	45	60	71	80	85	92	96	100	-	-
21	42	58	74	85	92	96	100	103	-	-	-
28	52	68	83	96	100	104	-	-	-	-	-

ПРИМЕЧАНИЕ: 1. Данные таблицы относятся к растворам, твердеющим при относительной влажности воздуха 50-60%.

2. При применении растворов, изготовленных на шлакопортландцементе и пуццолановом портландцементе, следует учитывать замедление нарастания их прочности при температуре твердения ниже 15 °С. Величина прочности этих растворов определяется умножением значений, приведенных в таблице, на коэффициенты: 0,3 - при температуре твердения 0 °С; 0,7 - при 5 °С; 0,9 - при 9 °С и 1,0 - при 15 °С и выше.

3. Для промежуточных значений температуры твердения и возраста раствора прочность его определяется интерполяцией.

4. Растворы по плотности (в сухом состоянии) подразделяют на тяжелые - плотностью 1500 кг/м<sup>3</sup> и легкие - плотностью менее 1500 кг/м<sup>3</sup>. Тяжелые растворы изготовляют с применением плотных, а легкие - пористых заполнителей.

5. Кладочные растворы по их составу классифицируют как раствор общего назначения, раствор, укладываемый тонким слоем, или легкий раствор.

## 7 ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА НЕАРМИРОВАННОЙ И АРМИРОВАННОЙ КАМЕННОЙ КЛАДКИ

### 7.1 Основные положения

**7.1.1** Каменная кладка является неоднородным телом, состоящим из камней и швов, заполненных раствором. Этим обуславливаются следующие особенности ее работы: при сжатии кладки усилие передается неравномерно вследствие местных неровностей и неодинаковой плотности отдельных участков затвердевшего раствора. В результате камни подвергаются не только сжатию, но также изгибу и срезу.

**7.1.2** Характер разрушения кладки и степень влияния многочисленных факторов на ее прочность объясняются особенностями ее напряженного состояния при сжатии. Разрушение обычной кирпичной кладки при сжатии начинается с появления отдельных вертикальных трещин, как правило, над и под вертикальными швами, что объясняется явлениями изгиба и среза камня, а также концентрацией растягивающих напряжений над этими швами.

**7.1.3** Первые трещины в кирпичной кладке появляются при нагрузках меньших, чем разрушающие, причем, обычно отношение  $m = N_{crc} : N_u$  тем меньше, чем слабее раствор ( $N_{crc}$  - нагрузка, соответствующая моменту появления трещин;  $N_u$  - разрушающая нагрузка). Так, например, для кладок на растворах марок:

5 и выше  $m = 0,7 - 0,8$

1 и 2,5  $m = 0,6 - 0,7$

0; 0,2 и 0,4  $m = 0,4 - 0,6$

Момент появления первых трещин зависит от качества выполнения горизонтальных швов и плотности применяемого раствора. При неровных швах и растворах малой объемной массы (например, с заполнителем в виде легкого песка) величина  $m$  может быть меньше приведенных значений.

В кладках из крупноразмерных изделий (например, из некоторых видов высокопустотных керамических камней, камней из ячеистого бетона) наступает хрупкое разрушение, первые трещины появляются при нагрузках 0,85-1 от разрушающей.

**7.1.4** На прочность кладки при сжатии влияют следующие факторы: прочность камня; размеры камня; правильность формы камня; наличие пустот в пустотелых камнях; прочность раствора; удобоукладываемость (подвижность) раствора; упруго-пластические свойства (деформативность) затвердевшего раствора; качество кладки; перевязка кладки; сцепление раствора с камнем; степень заполнения раствором вертикальных швов кладки.

Прочность камня и раствора, размеры и форма камня имеют решающее значение для прочности кладки.

Большое влияние на прочность кладки оказывает сопротивление кирпича растяжению и изгибу. Поэтому стандарты устанавливают требования к прочности кирпича, как при сжатии, так и при изгибе. Прочность кирпича при изгибе оказывает меньшее влияние на прочность кладки, чем при сжатии.

Прочность кладки при сжатии вследствие возникновения в ней сложного напряженного состояния значительно меньше сопротивления камня сжатию. Например, прочность кирпичной кладки при слабых растворах составляет всего лишь 10-15%, а при прочных растворах - 30-40% прочности кирпича.

Прочность кладки из камней неправильной формы во много раз меньше прочности камня и составляет даже для кладки на прочном растворе марки 100 из рваного бута высокой прочности лишь 5-8% прочности камня. При одной и той же прочности камня и раствора прочность кладки из постелистого бута в 1,5 раза, а из камня правильной формы в 3,5 раза выше кладки из рваного бута.

**7.1.5** Высокого качества кладки, равномерного и плотного заполнения швов раствором можно достичь, применяя вибрирование кирпичной кладки. В этом случае прочность кирпичной кладки в 1,5-2 раза выше прочности обычной кладки среднего качества.

Качество заполнения шва в значительной степени зависит от подвижности применяемого раствора. Прочность кладки, выложенной на подвижных (пластичных) растворах, выше прочности кладки на жестких растворах. В связи с этим в растворах применяют пластифицирующие и водоудерживающие добавки в виде извести, глины и других материалов.

**7.1.6** Перевязка кирпичной кладки на прочном растворе при осевом сжатии несущественно влияет на прочность кладки, если она выполняется не реже чем в каждом шестом ряду. Однако при кладке, выполняемой в зимних условиях или в сейсмических районах, при большой внецентренности приложения нагрузки и больших местных нагрузках рекомендуется применять цепную перевязку.

**7.1.7** Сцепление раствора с камнем и качество заполнения вертикальных швов влияют на прочность кладки при сжатии. Монолитность, трещиностойкость кладки и ее сопротивление усилиям изгиба и растяжения при неравномерной осадке фундаментов, изменении температуры и прочее существенно зависит от указанных факторов.

## **7.2 Расчетные и характеристические сопротивления**

**7.2.1** Расчетное значение показателя материала получают делением нормативной величины на соответствующий частный коэффициент для материала.

**7.2.2** Основные частные коэффициенты для материала  $\gamma_M$  применяют при расчете предельных состояний по прочности и в аварийных расчетных комбинациях. При расчете конструкции на аварийные воздействия учитывается вероятность возникновения аварийных нагрузок. Значения  $\gamma_M$ , установленные для разных классов конструкций или их частей в зависимости от проектного срока эксплуатации и уровня контроля при производстве приведены в таблице 7.1.

**7.2.3** Характеристическое сопротивление сжатию каменной кладки  $f_k$  определяют по результатам испытаний каменной кладки.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Результаты могут быть получены на основании испытаний для конкретного объекта или из имеющейся базы данных.

Таблица 7.1

Материал		$\gamma_m$				
		Класс				
		1	2	3	4	5
A	Кладка из:					
B	Камней и блоков категории I на кладочном растворе по оценке пригодности <sup>a)</sup>	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
C	Камней и блоков категории I на предписанном по рецептуре кладочном растворе <sup>b)</sup>	1,7 2,0	2,0 2,2	2,2 2,5	2,5 2,7	2,7 3,0
	камней и блоков категории II <sup>a), b), e)</sup>					
D	Анкеровка арматурной стали	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Арматурная сталь и сталь для напряженных элементов	1,15				
F	Вспомогательные элементы <sup>c), d)</sup>	1,15				
G	Перемычки по EN 845-2	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
		от 1,5 до 2,5				
a) Требования к раствору по оценке пригодности установлены в EN 998-2 и EN 1996-2.						
b) Требования к раствору по рецептуре установлены в EN 998-2 и EN 1996-2.						
c) Заявленные значения являются средними значениями.						
d) При учете изменений прочности материала вследствие влажностных воздействий распространяется также $\gamma_m$ .						
e) Если коэффициент вариации блоков по категории II не более 25 %.						

**7.2.4** Зависимость между характеристическим сопротивлением сжатию каменной кладки  $f_k$ , приведенным (нормализованным) сопротивлением сжатию камня (блока)  $f_b$  и прочностью кладочного раствора на сжатие  $f_m$  можно определить следующим образом:

- по формуле 7.1 — для каменной кладки с применением раствора общего назначения и легкого раствора;

- по формуле 7.2 — для каменной кладки с применением раствора, укладываемого тонким слоем, с толщиной горизонтального шва от 0,5 до 3 мм, и керамического кирпича групп 1 и 4, силикатных блоков, бетонных блоков или блоков из ячеистого бетона;

- по формуле 7.3 — для каменной кладки с применением раствора, укладываемого тонким слоем, с толщиной горизонтального шва от 0,5 до 3 мм, и керамического кирпича групп 2 и 3.

ПРИМЕЧАНИЕ в EN 998-2 не установлено ограничение толщины швов с применением раствора, укладываемого тонким слоем. Установление толщины горизонтального шва от 0,5 до 3 мм должно гаранти-

ровать, что раствор, укладываемый тонким слоем, соответствует обязательным условиям для применения формул 7.2 и 7.3. При применении формул 7.2 и 7.3 прочность раствора на сжатие  $f_m$  не учитывается.

$$f_k = K f_b^{0.7} f_m^{0.3} \quad 7.1$$

$$f_k = K f_b^{0.85} \quad 7.2$$

$$f_k = K f_b^{0.7} \quad 7.3$$

где  $K$  — константа по таблице 7.2, изменяемая согласно п. 7.2.5 и/или п. 7.2.8, если применимо, при условии выполнения следующих требований:

каменная кладка выполнена в соответствии с разделом 11;

все швы соответствуют требованиям п. 11.1.5.1 и п. 11.1.5.3, т. е. швы могут считаться как полностью заполненные раствором;

при применении раствора общего назначения  $f_b$  не должно превышать 75 Н/мм<sup>2</sup>;

при применении раствора, укладываемого тонким слоем,  $f_b$  не должно превышать 50 Н/мм<sup>2</sup>;

при применении раствора общего назначения  $f_m$  не должно превышать 20 Н/мм<sup>2</sup> или  $2f_b$ ;

при применении легкого раствора  $f_m$  не должно превышать 10 Н/мм<sup>2</sup>;

толщина стены из каменной кладки соответствует ширине или длине камня или блока, т. е. отсутствует растворный шов параллельно плоскости стены;

коэффициент вариации прочности камня или блока не превышает 25 %.

**7.2.5** При действии на каменную конструкцию усилия параллельно плоскости горизонтального шва, характеристическое сопротивление сжатию каменной кладки по направлению действующего усилия допускается также определять по формулам 7.1, 7.2 или 7.3, в которых принимают приведенное (нормализованное) сопротивление сжатию камня (блока)  $f_b$ , полученное по результатам испытаний с направлением приложения нагрузки, как в исследуемой каменной кладке, и умножают на коэффициент формы согласно таблице EN 772-1.

Коэффициент  $\sigma$  не должен превышать 1,0. Для камней (блоков) групп 2 и 3 значение  $K$  умножают на 0,5.

**7.2.6** Если вертикальные пустоты в каменной кладке на растворе общего назначения из бетонных блоков групп 2 и 3 полностью заполняют бетоном, то для  $f_b$  принимают значение  $K$  для блоков группы 1, сопротивление сжатию принимают соответствующее меньшему значению приведенного (нормализованного) сопротивления сжатию камня (блока) в направлении нагрузки  $f_b$  и характеристическому сопротивлению осевому сжатию бетона заполнения  $f_{ck}$ .

**7.2.7** Для каменной кладки с незаполняемыми вертикальными швами допускается применять формулы 7.1, 7.2 и 7.3, при условии проверки прочности кладки на горизонтальные воздействия, возможные в расчетных ситуациях.

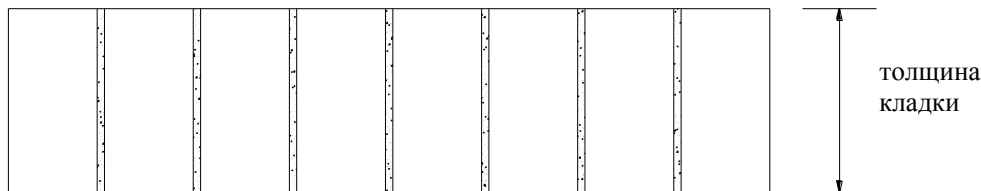
**7.2.8** Для многорядной каменной кладки стен (толщиной более размера камня или блока) на растворе общего назначения с растворными швами параллельно плоскости стены, которые проходят по всей длине стены или ее частям, значения  $K$  из таблицы 7.2 умножают на коэффициент 0,8 (см. рисунок 7.1).

**Таблица 7.2 Значения К для каменной кладки на растворе общего назначения, растворе, укладываемом тонким слоем, и легком растворе**

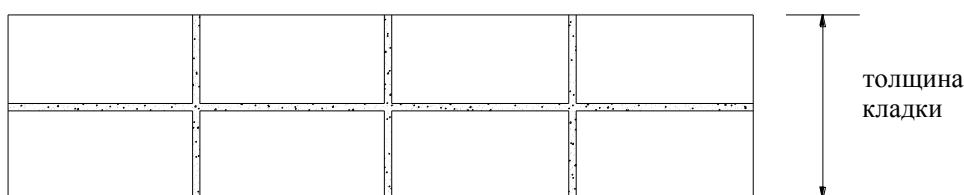
Вид камня или блока		Раствор обще- го назна- чения	Раствор, уклады- ваемый тонким слоем (толщина горизонтального шва от 0,5 до 3 мм)	Легкий раствор с плотностью в сухом состоянии	
				$600 \leq \rho_d \leq 800$ кг/м <sup>3</sup>	$800 < \rho_d \leq 1500$ кг/м <sup>3</sup>
Кирпич	Группа 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Группа 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Группа 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Группа 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Силикатный блок	Группа 1	0,55	0,80	‡	‡
	Группа 2	0,45	0,65	‡	‡
Бетонный блок	Группа 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Группа 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Группа 3	0,40	0,50	‡	‡
	Группа 4	0,35	‡	‡	‡
Блок из ячеи- стого бетона	Группа 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Бетонный блок заводско- го изготовле- ния	Группа 1	0,45	0,75	‡	‡
Блок из при- родного камня	Группа 1	0,45	‡	‡	‡
‡ Значения отсутствуют, так как такие сочетания камня (блока) и раствора не используются.					



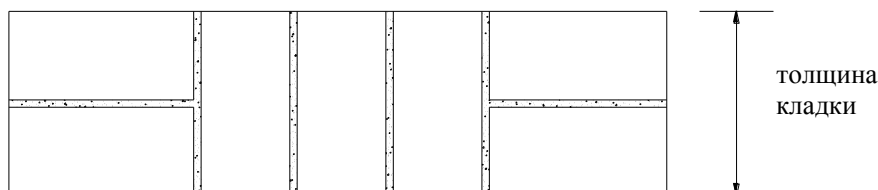
а) К из таблицы 7.2



б) К из таблицы 7.2



в) К из таблицы 7.2 для многорядной кладки умножают на 0,8



г) К из таблицы 7.2 для многорядной кладки умножают на 0,8

### Рисунок 7.1 Изменение коэффициента К в зависимости от кладки

**7.2.9** Характеристическое сопротивление сжатию каменной кладки с частично заполненными горизонтальными швами при применении камней и блоков групп 1 и 4 на растворе общего назначения, а также при раскладке раствора в горизонтальных швах двумя или несколькими полосами одинаковой ширины, с обязательным наличием полосы раствора по краям камней или блоков, допускается определять в соответствии с пп. 7.2.4-7.2.8. При этом должны быть выполнены следующие условия:

- минимальная ширина каждой полосы раствора составляет 30 мм;
- толщина каменной кладки равна ширине или длине камней или блоков, в результате чего по всей длине стены или ее частей отсутствуют продольные растворные швы;
- отношение  $g/t$  не менее 0,4;
- К принимают согласно 7.2.4 при  $g/t = 1,0$ ; при  $g/t = 0,4$  принимают  $0,5K$ ; для промежуточных значений допускается линейная интерполяция.



При этом:

$g$  — общая ширина полосы раствора;

$t$  — толщина стены каменной кладки.

**7.2.10** Характеристическое сопротивление сжатию каменной кладки с частично заполненными горизонтальными швами, при применении камней и блоков групп 2 и 3 и при заполнении горизонтальных швов, как указано в п. 7.2.9 для камней и блоков группы 1, допускается рассчитывать согласно пп. 7.2.4-7.2.8, если характеристическое сопротивление сжатию камня (блока)  $f_b$  определяют посредством испытаний в соответствии с EN 772-1, применяемых для камней и блоков с полностью заполненными раствором горизонтальными швами кладки.

### **7.3 Сцепление раствора с камнем, прочность каменных кладок при растяжении и срезе и прочность сцепления арматуры**

**7.3.1** Прочность кладки при растяжении и срезе зависит, главным образом, от сцепления раствора с камнем. Прочность сцепления зависит от многих факторов, например, вида и состава раствора, прочности и усадки раствора, скорости поглощения камнем воды, чистоты поверхности камня, условий твердения раствора в кладке (температуры и влажности воздуха), содержания посторонних примесей в камне и растворе и др.

**7.3.2** При осевом растяжении и растяжении при изгибе различают случаи сопротивления неперевязанных (горизонтальных швов) и перевязанных сечений. Во втором случае разрушение может происходить по ступенчатому сечению, т.е. по горизонтальным и вертикальным швам или же по плоскому сечению, т.е. по вертикальным швам и целому камню.

**7.3.3** Характеристическое сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки  $f_{vk}$  определяют по результатам испытаний. Результаты могут быть получены на основании испытаний, проводимых для конкретного объекта, или из существующей базы данных.

**7.3.4** Начальное характеристическое сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки (прочность сцепления на сдвиг)  $f_{vko}$  определяют по результатам испытаний согласно EN 1052-3 или EN 1052-4.

Каждый испытываемый образец внешними сторонами устанавливают на опоры, как показано на рисунке 7.3. Для этого применяют стальные пластины толщиной как минимум 12 мм, при этом, в случае необходимости, наносят соответствующий выравнивающий слой для обеспечения контакта по всей поверхности. Диаметр роликовых опор должен составлять 12 мм, а их минимальная длина — соответствовать  $t_u$ .

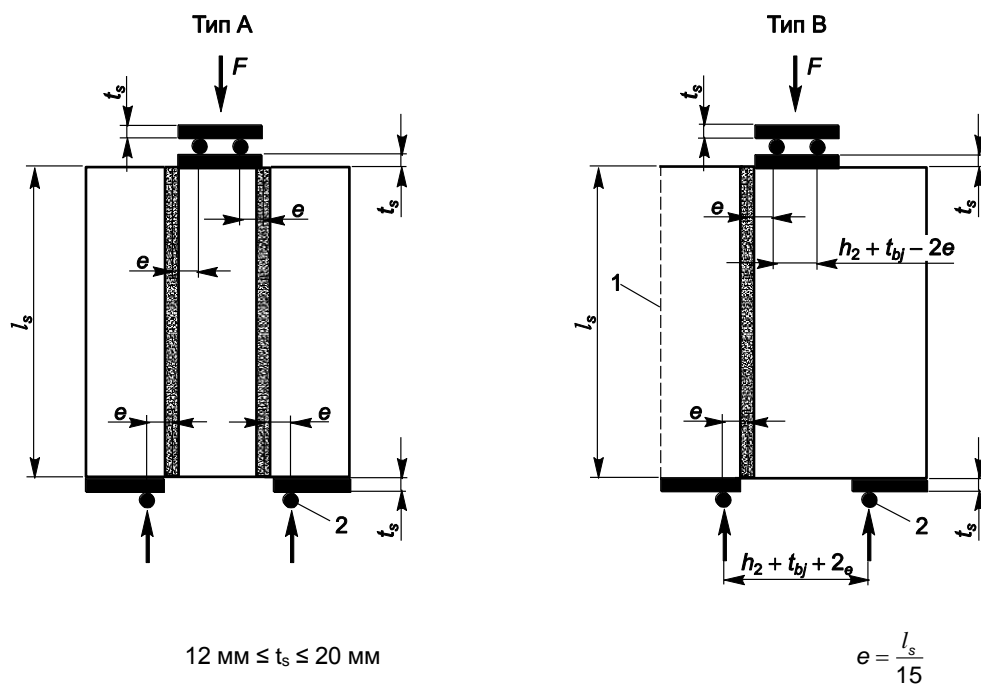
Нагрузку к образцу прилагают через полусферу, расположенную в центре верхней стальной пластины.

Для проведения испытания по определению прочности на срез (сдвиг) по гидроизоляционному слою изготавливают не менее девяти испытываемых образцов формата, представленного на рисунке 7.4. Длина образцов должна составлять более 400 и менее 700 мм. Отношение высоты к ширине ( $h/w$ ) должно быть более 2. Кроме этого каждый слой должен иметь не менее одного вертикального шва.

Гидроизоляционный слой закладывают между слоями раствора. Желоба и пустоты по краю образца не должны быть открытыми, а обращенными вовнутрь.

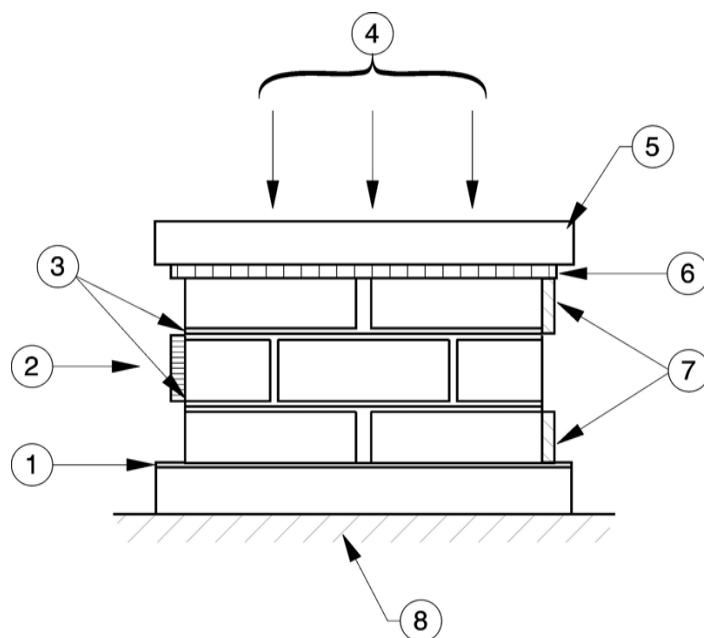
Испытываемые образцы изготавливают на ровной горизонтальной поверхности. Блоки укладывают с созданием растворных швов шириной от 8 до 15 мм, что характерно

для кладки с обычными швами, или от 1 до 3 мм, что характерно для кладки с раствором, укладываемого тонким слоем. Красную линию и установку блока горизонтально контролируют с помощью угольника и ватерпаса. Затем кельмой удаляют излишки раствора. Процесс повторяют с верхним(и) блоком(ами).



1 – распил; роликовая опора диаметром 12 мм, установленная жестко или с силовым креплением.

**Рисунок 7.3** Схема нагружения образцов при испытании на сдвиг.



1 целлюлозная папка; 2 усилие сдвига; 3 гидроизоляционный слой; 4 сжимающая нагрузка; 5 верхняя нажимная плита; 6 грузораспределительный материал; 7 жесткие контропоры для закрепления верхних и нижних слоев (регулируемые для учета небольших различий в кладке); 8 нижняя нажимная плита

**Рисунок 7.4** Схема испытания

**7.3.5** Характеристическое сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки  $f_{vk}$  на растворе общего назначения согласно EN 998-2, или на растворе, укладываемом тонким слоем, с толщиной шва от 0,5 до 3,0 мм, или на легком растворе допускается определять по формуле 7.4, если все швы соответствуют требованиям 11.1.5 и могут считаться как полностью заполненные.

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d \quad 7.4$$

но не более  $0,065f_b$  (см. национальное приложение к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011), где  $f_{vko}$  — начальное характеристическое сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки (при отсутствии сжимающей нагрузки);

$f_{vlt}$  — предельное значение  $f_{vk}$ ;

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

$f_b$  — приведенное (нормализованное) сопротивление сжатию камня (блока)  $f_b$  согласно 6.2.1.3 в направлении усилия среза, т. е. при загрузении испытываемых образцов перпендикулярно горизонтальному шву.

**7.3.6** Характеристическое сопротивление срезу (сдвигу)  $f_{vk}$  каменной кладки на растворе общего назначения согласно или на растворе, укладываемом тонким слоем, с толщиной горизонтального шва от 0,5 до 3,0 мм, или на легком растворе с незаполненными вертикальными швами и плотноуложенными примыкающими лицевыми поверхностями камней или блоков допускается определять по формуле

$$f_{vk} = 0,5f_{vko} + 0,4\sigma_d \quad 7.5$$

но не более  $0,045f_b$  (см. национальное приложение к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011), где  $f_{vko}$ ,  $f_{vlt}$ ,  $\sigma_d$  и  $f_b$  определяют, как указано в п. 7.3.5.

**7.3.7** Характеристическое сопротивление срезу (сдвигу)  $f_{vk}$  каменной кладки с заполненными горизонтальными швами двумя или несколькими полосами раствора общего назначения одинаковой ширины, не менее 30 мм, с наличием по краям камней или блоков не менее двух полос, допускается определять по формуле

$$f_{vk} = \frac{g}{t} \cdot f_{vko} + 0,4\sigma_d \quad 7.6$$

но не более значения, полученного согласно п. 7.3.6,

где  $f_{vk}$ ,  $\sigma_d$  и  $f_b$  — как определено в п. 7.3.5;

$g$  — общая ширина полос раствора;

$t$  — толщина стены каменной кладки.

**7.3.8** Начальное характеристическое сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки  $f_{vko}$  (при отсутствии сжимающей нагрузки) допускается определять с применением:

— оценки базы данных результатов испытаний на сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки

или

— таблицы 7.3, при условии, что применяемый раствор общего назначения согласно EN 1996-2 не имеет добавок или наполнителей.

**7.3.9** Вертикальное сопротивление срезу (сдвигу) в зоне присоединения двух стен можно определять посредством соответствующих испытаний на конкретном объекте или методом обработки базы данных. При отсутствии результатов испытаний характеристическое сопротивление срезу (сдвигу)  $f_{vk}$  каменной кладки допускается принимать равным значению  $f_{vko}$ . Если соединение стен выполняется согласно 11.5.2.1, то в этом случае  $f_{vko}$  принимают при проверке прочностью на сдвиг пересекающихся или присоединенных стен без учета временной нагрузки согласно п. 7.3.4 и п. 7.3.8.

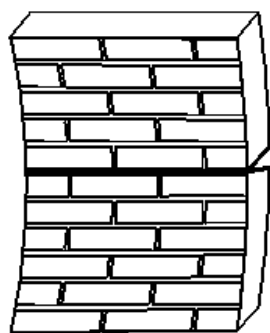
**7.3.10** Значение  $f_{xkl}$  определяют как сопротивление растяжению при изгибе по перевязанному сечению — с плоскостью излома, параллельной горизонтальным швам, и значение  $f_{xk2}$  — как сопротивление растяжению при изгибе по перевязанному сечению — с плоскостью излома, перпендикулярной горизонтальным швам (рисунок 7.5).

**7.3.11** Характеристическое сопротивление каменной кладки растяжению при изгибе  $f_{xkl}$  и  $f_{xk2}$  определяют по результатам испытаний. Результаты могут быть получены на основании испытаний, проводимых для конкретного объекта, или из существующей базы данных.

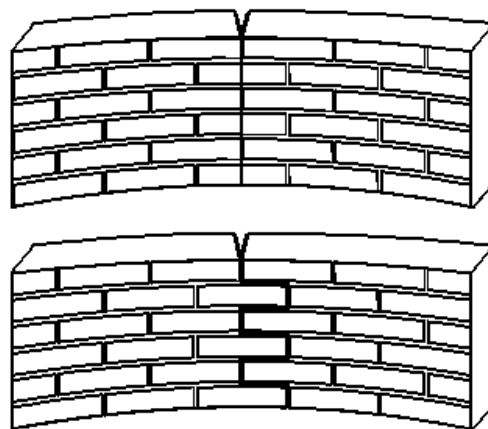
**7.3.12** Характеристическое сопротивление каменной кладки растяжению при изгибе допускается определять посредством испытаний согласно EN 1052-2 или посредством обработки результатов испытаний на прочность при изгибе элементов каменных конструкций при установленном сочетании камней (блоков) и раствора.

**Таблица 7.3 Значения начального характеристического сопротивления срезу (сдвигу) каменной кладки  $f_{vko}$**

Вид камня или блока	$f_{vko}, \text{Н/мм}^2$			
	Раствор общего назначения с классом прочности		Раствор, укладываемый тонким слоем (толщина горизонтального шва от 0,5 до 3 мм)	Легкий раствор
Кирпич	M10 – M20	0,30	0,30	0,15
	M2,5 – M9	0,20		
	M1 – M2	0,10		
Силикатный блок	M10 – M20	0,20	0,40	0,15
	M2,5 – M9	0,15		
	M1 – M2	0,10		
Бетонный блок	M10 – M20	0,20	0,30	0,15
Блок из ячеистого бетона	M2,5 – M9	0,15		
Бетонный блок заводского изготовления и блок из природного камня	M1 – M2	0,10		



а) Неперевязанное сечение. Плоскость излома параллельна горизонтальным швам,  $f_{xk1}$



б) Перевязанное сечение. Плоскость излома перпендикулярна горизонтальным швам,  $f_{xk2}$

**Рисунок 7.5 Сечения и плоскости излома при изгибе каменной кладки**

**7.3.13** При отсутствии результатов испытаний на прочность каменной кладки при изгибе с применением раствора общего назначения, раствора, укладываемого тонким слоем, или легкого раствора применяются значения, указанные в таблицах 7.4 и 7.5, если раствор, укладываемый тонким слоем, и легкий раствор соответствуют классу не ниже М5. Для каменной кладки из ячеистого бетона с применением раствора, укладываемого тонким слоем, применяют значения  $f_{xk1}$  и  $f_{xk2}$ , указанные в таблицах 7.4 и 7.5 данного применения, или рассчитывают по следующим формулам:

$f_{xk1} = 0,035f_b$ , с заделкой или без заделки раствором вертикальных швов;

$f_{xk2} = 0,035f_b$ , с заделкой раствором вертикальных швов, или  $0,025f_b$  — без заделки раствором вертикальных швов.

**7.3.14** Значение  $f_{xk2}$  не должно превышать прочность каменной кладки на растяжение при изгибе.

**7.3.15** Характеристическую прочность сцепления арматуры с раствором в швах кладки или с бетоном определяют по результатам испытаний. Результаты могут быть получены на основании испытаний, проводимых для конкретного объекта, или из существующей базы данных.

**7.3.16** Характеристическую прочность сцепления арматуры можно определять посредством обработки результатов испытаний.

**Таблица 7.4 Значения  $f_{xk1}$ , непереязанное сечение — плоскость излома параллельно горизонтальным швам**

Камни и блоки	$f_{xk1}$ , Н/мм <sup>2</sup>			
	Раствор общего назначения		Раствор, укладываемый тонким слоем	Легкий раствор
	$f_m < 5$ Н/мм <sup>2</sup>	$f_m \geq 5$ Н/мм <sup>2</sup>		
Кирпич	0,10	0,10	0,15	0,10
Силикатный блок	0,05	0,10	0,20	Не применяют
Бетонный блок	0,05	0,10	0,20	Не применяют
Блок из ячеистого бетона	0,05	0,10	0,15	0,10
Бетонный блок заводского изготовления	0,05	0,10	Не применяют	Не применяют
Блок из природного камня	0,05	0,10	0,15	Не применяют

**Таблица 7.5 Значения  $f_{xk2}$ , перевязанное сечение — плоскость излома перпендикулярно горизонтальным швам**

Камни и блоки		$f_{xk2}$ , Н/мм <sup>2</sup>			
		Раствор общего назначения		Раствор, укладываемый тонким слоем	Легкий раствор
		$f_m < 5$ Н/мм <sup>2</sup>	$f_m \geq 5$ Н/мм <sup>2</sup>		
Кирпич		0,20	0,40	0,15	0,10
Силикатный блок		0,20	0,40	0,30	Не применяют
Бетонный блок		0,20	0,40	0,30	Не применяют
Блок из ячеистого бетона	$\rho_d < 400$ кг/м <sup>3</sup>	0,20	0,20	0,20	0,15
	$\rho_d \geq 400$ кг/м <sup>3</sup>	0,20	0,40	0,30	0,15
Бетонный блок заводского изготовления		0,20	0,40	Не применяют	Не применяют
Блок из природного камня		0,20	0,40	0,15	Не применяют

**7.3.17** При отсутствии результатов испытаний сцепления арматуры с бетоном в бетонных элементах с размерами сечений не менее 150 мм или в бетонном элементе, в котором расположена арматура, огражденном каменной кладкой, значения характеристического напряжения сцепления  $f_{bok}$  (в Н/мм<sup>2</sup> площади поверхности арматурного стержня) принимают по таблице 7.6.

**7.3.18** При отсутствии результатов испытаний сцепления арматуры с бетоном в бетонных элементах (или растворных слоях) с размерами сечений менее 150 мм или в бетонном элементе (слое раствора), в котором расположена арматура, не огражденном каменной кладкой, значения характеристического напряжения сцепления  $f_{bok}$  (в Н/мм<sup>2</sup> площади поверхности арматурного стержня) принимают по таблице 7.7.

**7.3.19** При применении арматурных сеток (плоских каркасов) в горизонтальных швах характеристическую прочность сцепления определяют в процессе испытаний согласно EN 846-2 или в расчет включают только прочность сцепления продольных стержней.

**Таблица 7.6** Характеристическое напряжение сцепления арматуры с бетоном в элементах, огражденных каменной кладкой

Класс прочности бетона на сжатие	C <sup>12</sup> / <sub>15</sub>	C <sup>16</sup> / <sub>20</sub>	C <sup>20</sup> / <sub>25</sub>	C <sup>25</sup> / <sub>30</sub> и выше
$f_{bok}$ для гладкой конструкционной стали, Н/мм <sup>2</sup>	1,3	1,5	1,6	1,8
$f_{bok}$ для арматуры периодического профиля и изделий из нержавеющей стали, Н/мм <sup>2</sup>	2,4	3,0	3,4	4,1

**Таблица 7.7** Характеристическое напряжение сцепления арматуры с бетоном и раствором в элементах, не огражденных каменной кладкой

Прочность на сжатие	раствора	M2 – M5	M5 – M9	M10 – M14	M15 – M19	M20
	бетона	Не применяют	C <sup>12</sup> / <sub>15</sub>	C <sup>16</sup> / <sub>20</sub>	C <sup>20</sup> / <sub>25</sub>	C <sup>25</sup> / <sub>30</sub> и выше
$f_{bok}$ для гладкой конструкционной стали, Н/мм <sup>2</sup>		0,5	0,7	1,2	1,4	1,4
$f_{bok}$ для арматуры периодического профиля и изделий из нержавеющей стали, Н/мм <sup>2</sup>		0,5	1,0	1,5	2,0	3,4

#### 7.4 Упрощенный метод определения характеристического сопротивления кладки

##### 7.4.1 Характеристическое сопротивление сжатию каменной кладки

7.4.1.1 За характеристическое сопротивление сжатию каменной кладки принимают  $f_{k,s}$  — характеристическое сопротивление сжатию каменной кладки, определенное посредством упрощенного метода.

ПРИМЕЧАНИЕ — Значения  $f_{k,s}$ , Н/мм<sup>2</sup>, приведены в национальном приложении к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011.

**Таблица 7.8 Кирпич и керамические камни группы 1**

$f_b$ , Н/мм <sup>2</sup>	Раствор общего назначения				Тонкий шов	Легкий раствор		
	M2,5	M5	M10	M20		M2,5	M5	M10
2	1,2	1,4	1,4	1,4	1,4	0,6	0,7	0,7
4	1,9	2,4	2,7	2,7	2,4	1,0	1,3	1,5
6	2,5	3,1	3,8	4,1	3,4	1,4	1,7	2,1
8	3,1	3,8	4,7	5,4	4,4	1,7	2,1	2,6
10	3,6	4,5	5,5	6,8	5,3	2,0	2,4	3,0
12	4,1	5,1	6,2	7,7	6,2	2,2	2,8	3,4
16	5,0	6,2	7,6	9,4	7,9	2,8	3,4	4,2
20	5,9	7,3	8,9	11,0	9,6	3,2	4,0	4,9
25	6,9	8,5	10,4	12,9	11,6	3,8	4,6	5,7
30	7,8	9,6	11,9	14,6	13,5	4,3	5,3	6,5
50	11,2	13,8	17,0	20,9	20,9	6,1	7,5	9,3
75	14,9	18,3	22,5	27,7	20,9	8,1	10,0	12,3



Таблица 7.9 Кирпич и керамические камни группы 2

$f_b$ , Н/мм <sup>2</sup>	Раствор общего назначения				Тонкий шов	Легкий раствор		
	M2,5	M5	M10	M20		M2,5	M5	M10
2	1,0	1,1	1,1	1,1	1,1	0,5	0,6	0,6
4	1,6	1,9	2,2	2,2	1,8	0,9	1,1	1,2
6	2,1	2,6	3,1	3,3	2,5	1,2	1,4	1,7
8	2,5	3,1	3,8	4,4	3,0	1,4	1,7	2,1
10	3,0	3,7	4,5	5,5	3,5	1,6	2,0	2,5
12	3,4	4,2	5,1	6,3	4,0	1,9	2,3	2,8
16	4,1	5,1	6,3	7,7	4,9	2,3	2,8	3,5
20	4,8	5,9	7,3	9,0	5,7	2,7	3,3	4,1
25	5,6	6,9	8,5	10,5	6,7	3,1	3,9	4,7
30	6,4	7,9	9,7	12,0	7,6	3,6	4,4	5,4
50	9,2	11,3	13,9	17,1	10,8	5,1	6,3	7,7
75	12,2	15,0	18,4	22,7	10,8	6,8	8,3	10,2

Таблица 7.10 Кирпич и керамические камни групп 3 и 4

$f_b$ , Н/мм <sup>2</sup>	Раствор общего назначения				Тонкий шов		Легкий раствор		
	M2,5	M5	M10	M20			M2,5	M5	M10
2	0,7	0,9	0,9	0,9	0,8	0,6	0,4	0,5	0,5
4	1,2	1,5	1,7	1,7	1,3	1,1	0,7	0,9	1,0
6	1,6	2,0	2,4	2,6	1,8	1,6	0,9	1,1	1,4
8	2,0	2,4	3,0	3,4	2,1	2,0	1,4	1,4	1,7

$f_b$ , Н/мм <sup>2</sup>	Раствор общего назначения				Тонкий шов		Легкий раствор		
	M2,5	M5	M10	M20			M2,5	M5	M10
10	2,3	2,8	3,5	4,0	2,5	2,5	1,3	1,6	2,0
12	2,6	3,2	4,0	4,6	2,8	2,9	1,5	1,8	2,3
16	3,2	4,0	4,9	5,6	3,5	3,7	1,8	2,3	2,8
20	3,8	4,6	5,7	6,5	4,1	4,5	2,1	2,6	3,2
25	4,4	5,4	6,6	7,7	4,8	5,4	2,5	3,1	3,8
30	5,0	6,1	7,6	8,7	5,4	6,3	2,8	3,5	4,3
50	7,1	8,8	10,8	12,4	7,7	9,7	4,1	5,0	6,2
75	9,5	11,6	14,3	16,5	7,7	9,7	5,4	6,7	8,2

**Таблица 7.11 Силикатные, перлитобетонные и ячеистые бетонные элементы автоклавного твердения группы 1**

$f_b$ , Н/мм <sup>2</sup>	Раствор общего назначения				Тонкий шов	Легкий раствор		
	M2,5	M5	M10	M20		M2,5	M5	M10
2	1,2	1,4	1,4	1,4	1,4	1,0	1,1	1,1
4	1,9	2,4	2,7	2,7	2,6	1,6	1,9	2,2
6	2,5	3,1	3,8	4,1	3,7	2,1	2,6	3,1
8	3,1	3,8	4,7	5,4	4,7	2,5	3,1	3,8
10	3,6	4,5	5,5	6,8	5,7	3,0	3,7	4,5
12	4,1	5,1	6,2	7,7	6,6	3,4	4,2	5,1
16	5,0	6,2	7,6	9,4	8,4	4,1	5,1	6,3
20	5,9	7,3	8,9	11,0	10,2	4,8	5,9	7,3
25	6,9	8,5	10,4	12,9	12,3	5,6	6,9	8,5
30	7,8	9,6	11,9	14,6	14,4	6,4	7,9	9,7
50	11,2	13,8	17,0	20,9	22,2	9,2	11,3	13,9

Таблица 7.12 Силикатные и перлитобетонные элементы группы 2

$f_b$ , Н/мм <sup>2</sup>	Раствор общего назначения				Тонкий шов	Легкий раствор (не для силикатных блоков)		
	M2,5	M5	M10	M20		M2,5	M5	M10
2	1,0	1,1	1,1	1,1	1,2	1,0	1,1	1,1
4	1,6	1,9	2,2	2,2	2,1	1,6	1,9	2,2
6	2,1	2,6	3,1	3,3	3,0	2,1	2,6	3,1
8	2,5	3,1	3,8	4,4	3,8	2,5	3,1	3,8
10	3,0	3,7	4,5	5,5	4,6	3,0	3,7	4,5
12	3,4	4,2	5,1	6,3	5,4	3,4	4,2	5,1
16	4,1	5,1	6,3	7,7	6,9	4,1	5,1	6,3
20	4,8	5,9	7,3	9,0	8,3	4,8	5,9	7,3
25	5,6	6,9	8,5	10,5	10,0	5,6	6,9	8,5
30	6,4	7,9	9,7	12,0	11,7	6,4	7,9	9,7
50	9,2	11,3	13,9	17,1	18,1	9,2	11,3	13,8

Таблица 7.13 Перлитобетонные элементы группы 2

$f_b$ , Н/мм <sup>2</sup>	Раствор общего назначения				Тонкий шов
	M2,5	M5	M10	M20	
2	0,9	1,0	1,0	1,0	0,9
4	1,4	1,7	2,0	2,0	1,6
6	1,8	2,3	2,8	3,0	2,3
8	2,3	2,8	3,4	3,9	2,9
10	2,6	3,2	4,0	4,9	3,5
12	3,0	3,7	4,5	6,3	4,1
16	3,7	4,5	5,6	7,7	5,3
20	4,3	5,3	6,5	9,0	6,4
25	5,0	6,2	7,6	10,5	7,7
30	5,7	7,0	8,6	12,0	9,0
50	8,1	10,0	12,3	17,1	13,9

EN 998-2 не устанавливает предельную толщину швов из тонкослойного раствора; значения, приведенные в таблицах выше, основанные на предельной толщине горизонтальных швов от 0,5 до 3 мм, предназначены для проверки того, что тонкослойный раствор обладает качествами, необходимыми для достижения заданных значений.

Толщина кладки должна быть равна ширине или длине элемента, чтобы не было заполненных раствором швов, параллельных наружной поверхности стены по всей длине или части длины стены.

Коэффициент вариации прочности элементов кладки (кирпича, камней блоков) не должен превышать 25 %.

Если воздействие параллельно направлению горизонтальных швов, характеристическое сопротивление каменной кладки сжатию можно также определить из таблиц, используя приведенное сопротивление сжатию элемента кладки (камня или блока)  $f_b$ , полученное из испытаний, где направление приложения нагрузки на испытываемый образец аналогично направлению воздействия в кладке, при этом коэффициент  $\delta$  (коэффициент формы, применяемый для определения  $f_b$ ), как установлено в 7.2.4-7.2.8, не должен превышать 1,0. Для элементов групп 2 и 3 значение  $f_k$ , получаемое из таблиц, умножают на 0,5.

Для кладки, изготовленной на растворе общего назначения, в которой вертикальные полости перлитобетонных элементов группы 2 и группы 3 полностью заполнены бетоном, значение  $f_b$  получают посредством рассмотрения элементов группы 1 прочностью при сжатии, соответствующей прочности при сжатии элементов или бетона заполнения, при этом выбирают меньшее значение.

Если вертикальные швы не заполнены, допустимо использовать таблицы, при этом соответствующее внимание следует уделить усилиям от горизонтальных нагрузок, действующих на кладку.

Для кладки, изготовленной на растворе общего назначения, при наличии заполненных раствором швов, параллельных наружной поверхности стены по всей длине или части длины стены, значения  $f_k$  можно получить посредством умножения значений, приведенных в таблице, на 0,8.

**7.4.1.2** Для получения характеристической прочности при сжатии  $f_b$  прочность при сжатии строительных блоков в воздушно-влажностных условиях умножают на коэффициент, указанный в таблице 7.14. При этом размеры определяют в соответствии с EN 772-16.

**Таблица 7.14 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	$\geq 250$
40	0,80	0,70	-	-	-
50	0,85	0,75	0,70	-	-

**Таблица 7.14 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 (продолжение)**

Высота <sup>1)</sup> , мм		Коэффициент $\delta$ формы и перерасчета, при ширине (длине), мм			
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.					

#### **7.4.2 Характеристическое сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки**

**7.4.2.1** За характеристическое сопротивление растяжению при изгибе кладки принимают  $f_{xk,1,s}$  и  $f_{xk,2,s}$  — характеристическое сопротивление растяжению при изгибе, определенное посредством упрощенного метода.

ПРИМЕЧАНИЕ — Значения  $f_{xk,1,s}$  и  $f_{xk,2,s}$  приведены в национальном приложении к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011.

Таблица 7.15

Элемент кладки	$f_{xk1,s}$ , Н/мм <sup>2</sup>			
	Раствор общего назначе- ния		Тонкослойный рас- твор	Легкий раствор
	<M5	≥M5		
Кирпич и керамические камни	0,10	0,10	0,15	0,10
Силикатные блоки	0,05	0,10	0,20	Не используют
Перлитобетон	0,05	0,10	0,20	Не используют
Ячеистый бетон автоклавного твер- дения	0,05	0,10	0,15	0,10

**7.4.2.2** При условии, что тонкослойный и легкий растворы марки не менее М5.

**7.4.2.3** Для кладки, изготовленной из ячеистых бетонных элементов автоклавного твердения, уложенных на тонкослойный раствор, значения  $f_{xk1}$  и  $f_{xk2}$  можно определить из таблиц данного примечания или по следующим формулам:

$f_{xk1,s} = 0,035f_b$  — с заполненными и незаполненными вертикальными швами;

$f_{xk2,s} = 0,035f_b$  — с заполненными вертикальными швами и  $0,025f_b$  с незаполненными вертикальными швами.

Таблица 7.16

Элемент кладки		$f_{xk2,s}$ Н/мм <sup>2</sup>			
		Раствор общего назначе- ния		Тонкослойный рас- твор	Легкий раствор
		<M5	≥M5		
Кирпич и керамические камни		0,20	0,40	0,15	0,10
Силикатные блоки		0,20	0,40	0,30	Не используют
Перлитобетон		0,20	0,40	0,30	Не используют
Ячеистый бетон авто- клавного твердения	$\rho < 400$ кг/м <sup>3</sup>	0,20	0,20	0,20	0,15
	$\rho \geq 400$ кг/м <sup>3</sup>	0,20	0,40	0,30	0,15

### 7.4.3 Начальное характеристическое сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки

**7.4.3.1** За начальное характеристическое сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки принимают  $f_{vko,s}$  — начальное характеристическое сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки, определенное посредством упрощенного метода.

ПРИМЕЧАНИЕ — Значения  $f_{vko,s}$  приведены в национальном приложении к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011. Рекомендованы следующие значения при условии, что растворы общего назначения, изготовленные в соответствии с EN 1996-2, не содержат примесей или добавок; они определяются по 7.

**Таблица 7.17**

Элемент кладки	$f_{vko,s}$ , Н/мм <sup>2</sup>			
	Раствор общего назначения заданного класса прочности		Тонкослойный раствор	Легкий раствор
Кирпич и керамические камни	M1 – M2	0,10	0,30	0,15
	M2,5 – M9	0,20		
	M10 – M20	0,30		
Силикатные блоки	M1 – M2	0,10	0,40	0,15
	M2,5 – M9	0,15		
	M10 – M20	0,20		
Перлитобетон Ячеистый бетон автоклавного твердения	M1 – M2	0,10	0,30	0,15
	M2,5 – M9	0,15		
	M10 – M20	0,20		

## 7.5 Деформации кладки

**7.5.1** Каменная кладка является упруго-пластическим телом. Ее деформации зависят от длительности приложения нагрузки или же скорости загрузки кладки.

Различают:

а) упругие (или мгновенные) деформации. К этим деформациям близки также деформации кладки, получаемые при очень быстром загрузении (несколько секунд от начала загрузения до разрушения образца). Зависимость между напряжениями и деформациями в этом случае близка к прямолинейной;

б) кратковременные деформации, соответствующие обычной в лабораторных условиях длительности испытаний (до одного часа);

в) деформации при длительном загрузении в течение многих лет.

Диаграмма деформирования (состояния) каменной кладки при осевом кратковременном сжатии, как правило, нелинейная. При определении ее расчетных параметров допускается принимать параболическую, параболически-линейную (2, 3, см. рисунок 7.6) или упрощенную билинейную диаграмму (см. 9.6.1.1).

**ПРИМЕЧАНИЕ** Диаграмма деформирования (состояния) каменной кладки при осевом кратковременном сжатии, представленная на рисунке 7.6, является приближением, которое распространяется не на все виды кладки из камней и блоков.

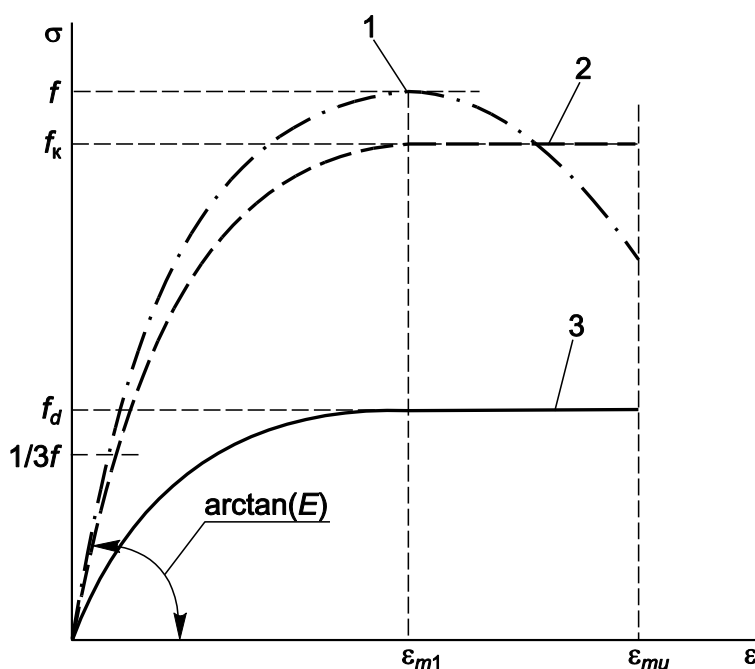
**7.5.2** Модули упругости и деформации кладки из природных камней допускается принимать по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований, утвержденным Агентством Республики Казахстан по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства.

**7.5.3** В зависимости от конструктивного решения менее благоприятные результаты могут быть получены как при кратковременных, так и при длительных нагрузках. Например, в многослойной конструкции наиболее напряженный при кратковременной нагрузке слой может с течением времени разгружаться, а менее напряженный нагружаться. Поэтому необходимо учитывать деформации, возникающие как при кратковременной, так и при длительной нагрузках.

**7.7.2** Кратковременный модуль упругости  $E$  неармированной каменной кладки является секущим модулем и определяется в процессе испытаний в соответствии с EN 1052-1.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Результаты могут быть получены на основании испытаний, проводимых для конкретного объекта, или из существующей базы данных.

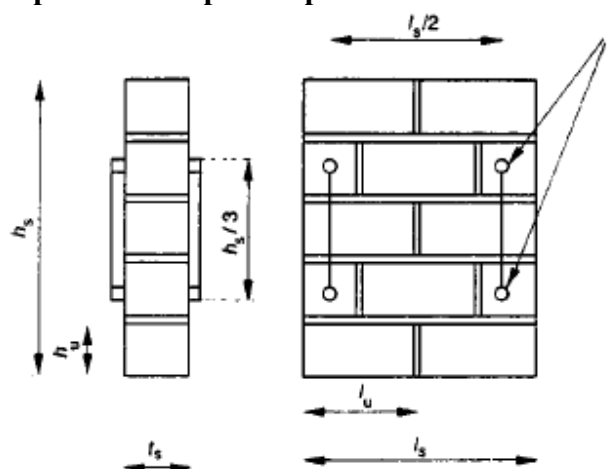
Модуль упругости определяют следующим образом: испытываемые образцы кладки оснащают измерительными устройствами для измерения изменения высоты в соответствии с рисунком 7.7. Силу сжатия применяют не менее чем в три равных этапа до достижения половины возможного максимального значения. После каждого этапа на протяжении 2 мин.  $\pm$  1 мин. силу сжатия поддерживают постоянной для определения изменений высоты. По окончании последнего этапа силу сжатия увеличивают на постоянную величину до разрушения. При наличии измерительных устройств, фиксирующих деформацию в процессе применения силы, устанавливают постоянный уровень нагрузки для получения максимальной силы в пределах от 15 до 30 мин.





- 1 — фактическая (типичная) диаграмма;  
 2 — идеализированная диаграмма (параболически-линейная);  
 3 — расчетная диаграмма (параболически-линейная)

**Рисунок 7.6** Диаграмма деформирования (состояния) каменной кладки при осевом кратковременном сжатии



1 — размер смещения

**Рисунок 7.7** Испытываемый образец каменной кладки

Модуль упругости  $E_i$  определяют как секущий модуль от среднего значения деформации в четырех точках измерения при нагрузке, равной одной третьей максимально возможного значения нагрузки.

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3 \times \varepsilon_i \times A_i} \text{ в Н/мм}^2 \quad 7.7$$

**7.5.5** При отсутствии результатов испытаний, полученных в соответствии с EN 1052-1, для кратковременного модуля упругости  $E$  неармированной каменной кладки при определении деформаций стен (при расчете усилий среза в разнозагруженных стенах) допускается применять значение  $K_{Ef_k}$ . Числовые значения для  $K_E$  принимать равным 1000 (см. национальное приложение к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011).

**7.5.6** Модуль упругости каменной кладки при длительном действии нагрузки с учетом деформаций ползучести допускается принимать как уменьшенный кратковременный модуль упругости (см. 7.5.8 и 7.5.9):

$$E_{longtem} = \frac{E}{1 + \Phi_{\infty}} \quad 7.8$$

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

**7.5.7** Для модуля сдвига  $G$  допускается применять 40 % значения модуля упругости  $E$ .

**7.5.8** Коэффициенты для учета ползучести, набухания или усадки и температурных деформаций каменной кладки определяют в результате испытаний.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Результаты могут быть получены на основании испытаний, проводимых для конкретного объекта, или из существующей базы данных.

**7.5.9** 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 методом обработки результатов испытаний. Диапазоны значений показателей деформаций каменной кладки указаны в таблице 7.18 (см. национальное приложение к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011).

**Таблица 7.18** Параметры ползучести, набухания или усадки и температурных деформаций каменной кладки (диапазоны значений)

Вид камней или блоков		Предельное значе- ние коэффициента ползучести <sup>a)</sup> $\Phi_{\infty}$	Конечное значение влажностного удлинения <sup>b)</sup> , мм/м	Коэффициент температурных деформаций $\alpha_t$ , $10^{-6}/K$
Кирпич		От 0,5 до 1,5	От −0,2 до +1,0	От 4 до 8
Силикатный блок		От 1,0 до 2,0	От −0,4 до −0,1	От 7 до 11
Бетонные блоки и бе- тонные блоки завод- ского изготовления		От 1,0 до 2,0	От −0,6 до −0,1	От 6 до 12
Блоки из легкого бето- на		От 1,0 до 3,0	От −1,0 до −0,2	От 6 до 12
Блоки из ячеистого бе- тона		От 0,5 до 1,5	От −0,4 до +0,2	От 7 до 9
Блоки из при- родного камня	Магматиче- ские породы	с)	От −0,4 до +0,7	От 5 до 9
	Осадочные породы			От 2 до 7
	Метаморфи- ческие по- роды			От 1 до 18
<sup>a)</sup> Предельное значение коэффициента ползучести $\Phi_{\infty} = \varepsilon_{\infty}/\varepsilon_{el}$ с применением $\varepsilon_{\infty}$ в ка- честве предельного значения относительных деформаций ползучести и $\varepsilon_{el} = \sigma/E$ . <sup>b)</sup> Конечное значение влажностного удлинения при деформации сжатия отрицательное, при растяжении — положительное. <sup>c)</sup> Эти значения обычно очень малы.				

## 7.6 Объемная масса (плотность) кладки

**7.6.1** Характеристическая объемная масса кладки, принимаемая при расчете каменных конструкций на прочность, приведена в таблице 7.19. При расчете должна учитываться также собственная масса штукатурки. В случае применения мокрой штукатурки ее толщина, при отсутствии специальных данных, принимается равной 1,5 см; характеристическая объемная масса штукатурки из цементного или смешанного раствора -  $1800 \text{ кг/м}^3$ , а из известкового раствора -  $1600 \text{ кг/м}^3$ .

Таблица 7.19

Кладка	Характеристическая объемная масса, $\text{кг/м}^3$
Сплошная из полнотелого кирпича	1800
Из пустотелого, пористо-дырчатого или пористого кирпича при объемной массе кирпича, $\text{кг/м}^3$ : 1450 1300	1550 1400
Из пустотелых керамических камней при высоте камня 138 мм при объемной массе камня, $\text{кг/м}^3$ : 1450 1300	1500 1380
Из легкогобетонных камней с щелевидными пустотами (пустотность 26%) при объемной массе, $\text{кг/м}^3$ : 1400 1600	1100 1230
Из легкогобетонных трехпустотных камней со сквозными пустотами с засыпкой шлаком, керамзитом и т.п.(пустотность камня 35%, объемная масса засыпки $1000 \text{ кг/м}^3$ ) при объемной массе бетона, $\text{кг/м}^3$ : 1400 1600	1300 1420
Бутовая из известняка при объемной массе известняка 2200-2500 $\text{кг/м}^3$	2100
Из крупных блоков из тяжелого бетона	2400
Из крупных блоков из легкого или ячеистого бетона	Принимается равной объемной массе бетона с учетом его влажности

#### ПРИМЕЧАНИЯ

1 Характеристическая объемная масса кладки принята с учетом возможного ее изменения в пределах  $\pm 10\%$ . Поэтому характеристическая объемная масса, принимаемая при расчете на прочность, может отличаться от объемной массы, принимаемой при теплотехнических расчетах.

2 Толщина штукатурки не включается в расчетное сечение при определении несущей способности элемента.

3 В таблице 7.19 указана объемная масса кладок, выполненная на тяжелых растворах, имеющих объемную массу  $1800 \text{ кг/м}^3$ .

## 8 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ

### 8.1 Общие положения

**8.1.1** При выполнении расчетов по любому предельному состоянию устанавливают расчетную модель с учетом следующих условий:

- наличие соответствующего описания конструкции, примененных материалов и условий окружающей среды;
- свойства всей конструкции или ее частей относительно применяемого предельного состояния;
- воздействия и их влияние на конструкцию (принцип действия).

**8.1.2** Проектирование конструкции, взаимодействие и соединение различных элементов конструкции должны обеспечивать требуемую прочность, устойчивость и жесткость конструкции во время производства работ и эксплуатации.

**8.1.3** При выполнении условий 8.1.2 допускается создавать независимые расчетные модели для отдельных частей конструкции (как стены).

ПРИМЕЧАНИЕ — В конструкции, состоящей из отдельных конструктивных элементов, следует обеспечить ее общую устойчивость.

**8.1.4** Усилия (реакции) в конструкциях от соответствующих загрузок (воздействий) рассчитывают с применением:

- нелинейного метода расчета с учетом соответствующих показателей диаграммы деформирования (состояния) каменной кладки (см. 7.5.1)

или

- линейного метода расчета по теории упругости с применением кратковременного модуля упругости (секущего) материала с его корректировкой (увеличением) в соответствии с уровнем кратковременной нагрузки (см. 7.5.4-7.5.6).

**8.1.5** Результатами определения расчетных усилий (структурного анализа) для всех элементов конструкции являются:

- продольные усилия (осевое сжатие/растяжение) вследствие вертикальных и горизонтальных нагрузок или воздействий;
- усилия сдвига (поперечные силы) вследствие вертикальных и/или горизонтальных нагрузок или воздействий;
- изгибающие моменты вследствие вертикальных и/или горизонтальных нагрузок или воздействий;
- моменты кручения, если имеются.

**8.1.6** Расчеты элементов каменных конструкций по предельному по прочности и несущей способности и по предельному состоянию по пригодности к нормальной эксплуатации выполняют на расчетные комбинации усилий и воздействий, полученные как ре-

зультирующие (суммарные) из расчетов (структурного анализа) на отдельные виды нагрузок и воздействий.

**8.1.7** Правила определения расчетных параметров при расчетах по предельному состоянию по прочности и по предельному состоянию по пригодности к нормальной эксплуатации указаны в разделах 9 и 10.

## **8.2 Прочность в аварийных условиях (за исключением землетрясения и пожара)**

**8.2.1** Наряду с определением расчетных параметров конструкции на нагрузки, возникающие при предусмотренных проектом условиях эксплуатации, следует также исключить ее неожиданное обрушение или сильное повреждение при неправильной эксплуатации или аварии.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Нет гарантии, что любое строительное сооружение или его несущие элементы конструкции, или часть конструкции может выдержать чрезмерно высокие нагрузки и усилия в экстремальных условиях. Например, выход из строя несущего элемента в небольшом здании может привести к его полному разрушению.

**8.2.2** Расчет прочности на аварийные условия производят одним из указанных ниже методов:

- определение расчетных параметров элементов конструкции для аварийных воздействий в соответствии с СП РК EN 1991-1-7;
- учет предполагаемого (гипотетического) выхода из строя существенного несущего элемента конструкции;
- применение кольцевой анкерной системы (армопоясов) с обеспечением целостности анкеров, стяжек и узлов сопряжений элементов конструкций;
- снижение риска аварийных воздействий, например, посредством применения защитных устройств (противоударных барьеров) от ударов транспортных средств.

## **8.3 Отклонения от проектного положения**

**8.3.1** При определении расчетных параметров необходимо учитывать отклонения.

**8.3.2** Последствия возможных отклонений следует учитывать, принимая, что конструкция (сооружение в целом) наклонена под углом  $\nu$  к вертикали:

$$\nu = \frac{1}{(100\sqrt{h_{\text{tot}}})} \text{ (рад),}$$

где  $h_{\text{tot}}$  — общая высота конструкции или сооружения, м.

Возникающие в этом случае горизонтальные воздействия учитывают совместно с другими воздействиями.

## **8.4 Жесткая и упругая конструктивная схема сооружения. Теория II порядка**

**8.4.1** В сооружениях, включающих несущие конструкции из каменной кладки, рассчитанные и запроектированные согласно СП РК EN 1996-1-1, стены и столбы из каменной кладки, конструкции каркаса, связевые конструкции, диски перекрытий, узлы соединений конструкций, анкерка стен и столбов с дисками перекрытий должны быть спроектированы таким образом, чтобы не учитывать в расчетах перемещения сооружения в

горизонтальном направлении (несмещаемые каркасы) либо ограничить величины перемещений расчетами (смещаемые или податливые каркасы).

**8.4.2** Учет горизонтальных перемещений конструкции на уровне дисков перекрытий (верха сооружения) не требуется, если вертикальные конструкции, обеспечивающие жесткость сооружения в соответствующем направлении, удовлетворяют следующим условиям:

$$h_{tot} \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sum EI}} \leq 0,6 \text{ для } n \geq 4$$

$$\leq 0,2 + 0,1n \text{ для } 1 \leq n \leq 4 \quad 8.1$$

где  $h_{tot}$  - высота конструкции от верха фундамента;

$N_{Ed}$  - суммарное расчетное значение действующих на сооружение вертикальных воздействий (в основании здания);

$\sum EI$  — суммарное значение жесткостей при изгибе всех вертикальных конструкций, обеспечивающих жесткость сооружения в соответствующем направлении.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Проемы в вертикальных несущих конструкциях (например, стенах) площадью менее  $2 \text{ м}^2$  и высотой не более  $0,6h$  допускается не учитывать ( $h$  — высота стены в свету);

$n$  — количество этажей.

**8.4.3** Если условие 8.4.2 не может быть выполнено, расчетный эксцентриситет при проверке прочности и устойчивости каменных конструкций определяют с учетом горизонтальных перемещений. Метод определения результирующего (суммарного расчетного) эксцентриситета в конструкциях ядра жесткости сооружения с учетом горизонтальных перемещений указан в 8.5.

## 8.5 Расчет эксцентриситета относительно центра жесткости системы

**8.5.1** Если размещение в плане вертикальных стен и элементов каркаса, обеспечивающих пространственную устойчивость сооружения, не соответствует условиям 8.4.2, то линия действия равнодействующей горизонтальных усилий не проходит через центр вращения. В этом случае необходимо учитывать дополнительный эксцентриситет равнодействующей горизонтальных усилий относительно центра жесткости вследствие деформаций  $e_t$ , который вычисляют в основных направлениях по формуле

$$e_t = \xi \left( \frac{M_d}{N_{Ed}} + e_c \right) \quad 8.2$$

где  $M_d$  - расчетный момент на уровне основания ядра жесткости сооружения, вычисленный по линейной теории упругости по оси центра жесткости системы;

$N_{Ed}$  - вертикальная расчетная нагрузка в основании ядра жесткости сооружения, полученная по линейной теории упругости;

$e_c$  - дополнительный эксцентриситет;

$\xi$  - коэффициент увеличения жесткости при кручении статического элемента конструкции.

**8.5.2** Дополнительный эксцентриситет  $e_c$  и коэффициент увеличения  $\xi$  (рисунок 8.1) могут быть определены по формулам:

$$\xi = \frac{k_r}{k_r - 0,5N_d h_{tot} \frac{Q_d}{N_d}} \quad 8.3$$

$$e_c = \frac{Q_d}{N_d} \cdot 4,5d \left( \frac{h_{tot}}{100d_c} \right)^2 \quad 8.4$$

где  $k_r$  — жесткость при кручении крепления, Н · мм/рад.

ПРИМЕЧАНИЕ Крепление ядра жесткости сооружения может начинаться от фундамента, см. СП РК EN 1997, или от другой части здания, например от подвала;

$h_{tot}$  — общая высота стены или ядра жесткости, мм;

$d_c$  — наибольший размер сечения ядра жесткости в направлении изгиба, мм;

$N_d$  — расчетное значение вертикальной нагрузки в основании ядра жесткости, Н;

$Q_d$  — расчетное значение общей вертикальной нагрузки на часть здания, стабилизируемой усиливающим ядром жесткости.

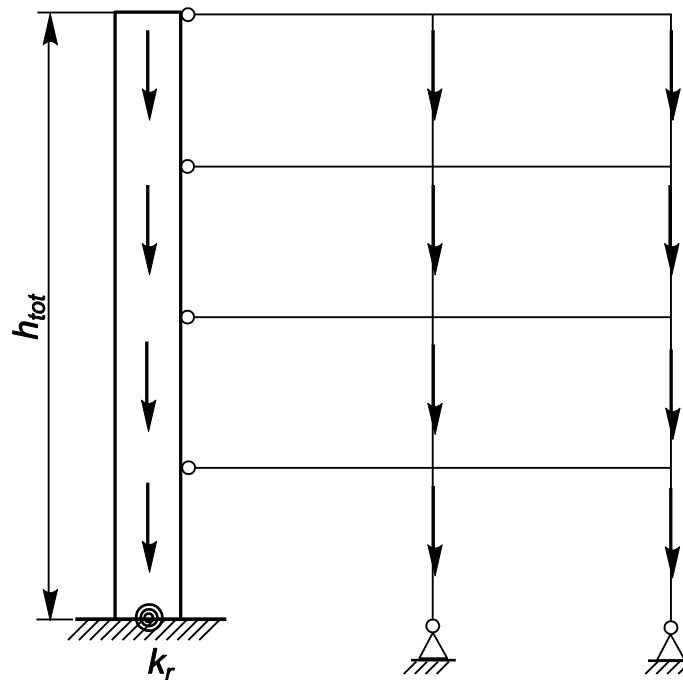


Рисунок 8.1 Графическое изображение ядра жесткости сооружения

## 8.6 Конструктивный анализ элементов каменных конструкций

### 8.6.1 Вертикально нагруженные стены

#### 8.6.1.1 Общие положения

**8.6.1.1.1** При конструктивном анализе (определении расчетных моделей) вертикально нагруженных стен учитывают следующие параметры:

- вертикальные нагрузки, действующие непосредственно на стену;

- положения теории II порядка;
- эксцентриситеты, возникающие из расположения стен в плане (в том числе между смежными по высоте этажами), конструкции узлов опирания и схемы передачи усилий от перекрытий на стены, а также взаимодействия с жесткостными конструкциями (конструкциями каркаса, поперечными стенами, контрфорсами);
- эксцентриситеты из-за неточностей при производстве работ и из-за различных показателей материалов отдельных частей. Допустимые отклонения размеров указаны в 8.6.1.1.2.

**8.6.1.1.2** Допустимые отклонения должны быть конкретно определены как значения в технических требованиях на проектирование или в соответствии с принятыми стандартами в пределах определенной местности.

ПРИМЕЧАНИЕ Несмотря на неизбежные погрешности на каждом из этапов процесса строительства, соответствие допустимым отклонениям является обязательным для обеспечения соответствия функциональным требованиям и соответствующей сборки (установки и монтажа) конструкций и компонентов без необходимости в корректировке или переделке. Допустимые отклонения для размеров элементов кладки см. в Приложении Е.

Если в проекте конструкции не установлено иного, допустимые отклонения не должны превышать значения, приведенные в таблице 8.1. Если проектом предусмотрены отклонения, превышающие значения, приведенные в таблице 8.1, допустимые отклонения должны быть конкретно определены в технических требованиях на проектирование.

Если значения отклонений, установленных в таблице 8.1, не приведены в технических требованиях на проектирование, допуски на плоскостность или угловые допуски и соответствующие допустимые отклонения должны быть менее:

- значений, приведенных в таблице 8.1, также см. рисунок 8.2;
- значений в соответствии с практикой, принятой в пределах определенной местности.

ПРИМЕЧАНИЕ Практика, принятая в пределах определенной местности, может быть приведена в непротиворечивой дополнительной информации, и на нее приводится ссылка в национальном приложении.

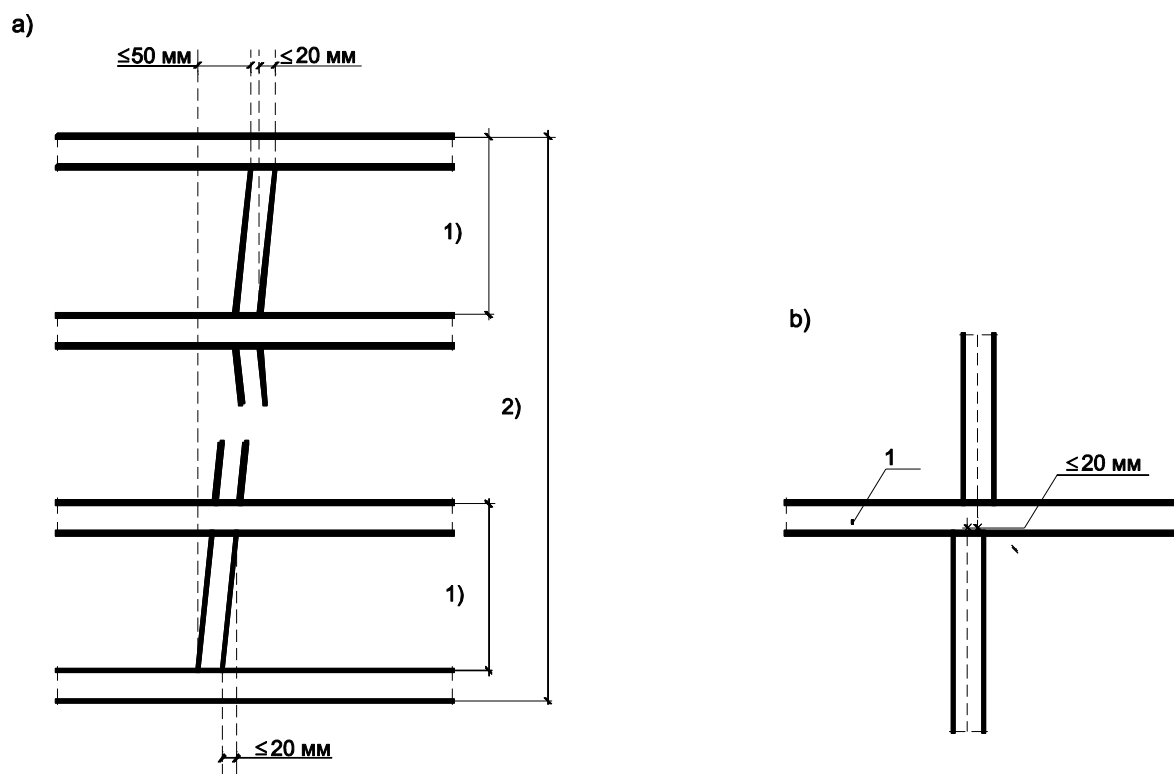
Если не установлено иного, первый ряд кладки не должен выступать за край пола или фундамента более чем на 15 мм.

**8.6.1.1.3** При расчете изгибающих моментов учитывают показатели материалов согласно разделу 6, виды швов и принципы конструирования. В 8.6.1.1.6 приведен упрощенный метод расчета стен с учетом эксцентриситетов нагрузок.

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

**8.6.1.1.5** Допускается принимать начальный (случайный) эксцентриситет  $e_{init}$ , равный  $h_{ef}/450$ , где  $h_{ef}$  является расчетной (эффективной) высотой стены, рассчитанной согласно 8.6.1.2.





1) — высота этажа; 2) — высота здания;  
1 — междуэтажное перекрытие

**Рисунок 8.2 Максимальные вертикальные отклонения:**

**а — вертикальность;**  
**б — продольный профиль**

**Таблица 8.1 Допустимые отклонения для элементов каменных конструкций**

Расположение	Максимальное отклонение
<b>Вертикальность</b>	
на один любой этаж	±20 мм
на общую высоту здания в три этажа и более	±50 мм
продольного профиля	±20 мм
<b>Прямолинейность<sup>а)</sup></b>	
на 1 м в любом направлении	±10 мм
на 10 м	±50 мм
<b>Толщина</b>	
отдельного слоя стены <sup>б)</sup>	±5 мм или ±5 % толщины слоя, выбирая большее значение
всей многослойной (с пустотами) стены	±10 мм

**Таблица 8.1 Допустимые отклонения для элементов каменных конструкций**  
(продолжение)

<p>а) Отклонение от прямолинейности измеряют от прямой линии начала отсчета между любыми двумя точками.</p> <p>б) За исключением слоев установленной ширины или длины элемента каменной конструкции, где допуски на размер элементов определяют по толщине слоя.</p>
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

**8.6.1.1.6** При расчете стен с учетом эксцентриситетов действующих нагрузок упрощенно допускается рассматривать узел «стена-перекрытие» как жесткий при условии обеспечения упругих свойств строительных материалов. Допускается применять расчет рамы или расчет единичного узла.

Расчет узла допускается упростить согласно рисунку 8.3. При наличии в узле менее четырех стержней (элементов каменной кладки, например столб, простенок, и элементов перекрытий) их допускается не учитывать. Удаленные от узла концы стержней рассматривают как жесткие, за исключением, когда они не в состоянии воспринимать усилия от моментов в удаленных узлах. В этом случае их допускается рассматривать как закрепленные шарнирно. Момент, воспринимаемый в узле 1,  $M_1$  допускается рассчитывать по формуле 8.5. Момент, воспринимаемый стержнем 2 в узле 2,  $M_2$  рассчитывают аналогично, только с применением выражения  $E_2 I_2 / h_2$  в числителе вместо  $E_1 I_1 / h_1$ .

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{h_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{h_4}} \left[ \frac{w_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad 8.5$$

где  $n_i$  — коэффициент жесткости стержня; он равен 4 в случае жесткого закрепления стержней в обоих узлах и 3 — остальных случаях;

$E_i$  — модуль упругости стержня  $i$ , при  $i = 1, 2, 3$  или 4.

ПРИМЕЧАНИЕ  $E$  — в соответствии с национальным приложением к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011 применяется  $E = 1000f_k$ ;

$I_i$  — момент инерции стержня  $i$ , при  $i = 1, 2, 3$  или 4 (в двухслойной каменной кладке с воздушным слоем, в которой под нагрузкой только один слой стены, в качестве  $I_i$  применяют момент инерции только несущего слоя);

$h_1$  — высота в свету стержня 1;

$h_2$  — высота в свету стержня 2;

$l_3$  — пролет в свету стержня 3;

$l_4$  — пролет в свету стержня 4;

$w_3$  — равномерно распределенная расчетная нагрузка на стержень 3 с применением частных коэффициентов согласно СП РК EN 1990 для неблагоприятного воздействия;

$w_4$  — равномерно распределенная расчетная нагрузка на стержень 4 с применением частных коэффициентов согласно СП РК EN 1990 для неблагоприятного воздействия.

ПРИМЕЧАНИЕ Описанная упрощенная модель рамы на рисунке 8.3 неприменима при наличии перекрытия из деревянных балок. Этот случай см. рисунок 8.4.

Результаты расчета считаются верными, так как предельное состояние по прочности в узле «стена-перекрытие», т. е. полная передача моментов в узле при достижении предельного состояния по прочности, не может быть достигнуто. При расчете, полученный эксцентриситет, допускается уменьшить на коэффициент  $\eta$ .

Значение  $\eta$  можно определить экспериментально или принимать  $(1 - k_m/4)$ .

При этом

$$k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad 8.6$$

Если рассчитанный эксцентриситет превышает 0,45 значения толщины стены, то расчет допускается производить следующим образом.

Для определения эксцентриситета нагрузки, применяемого в основе определения расчетных параметров, допускается исходить из расчетной нагрузки, которая может восприниматься при наименьшей требуемой длине опоры. В этом случае длина опоры от ее грани не должна превышать 0,1 значения толщины стены при применении соответствующего расчетного сопротивления строительного материала (рисунок 8.4).

ПРИМЕЧАНИЕ Необходимо учитывать, что при расчете эксцентриситета согласно предыдущему абзацу на поверхности растянутой части стены (с противоположной от нагрузки стороны) могут возникнуть трещины вследствие возникающего при этом поворота на опоре перекрытия.

Если перекрытие опирается только на часть толщины стены (рисунок 8.5), то можно определять момент выше перекрытия  $M_{Edu}$  и момент ниже перекрытия  $M_{Edf}$  по формулам 8.7 и 8.8, при условии, что эти моменты менее вычисленных по формуле 8.5  $M_1$ ,  $M_2$  и  $M_3$  (см. выше):

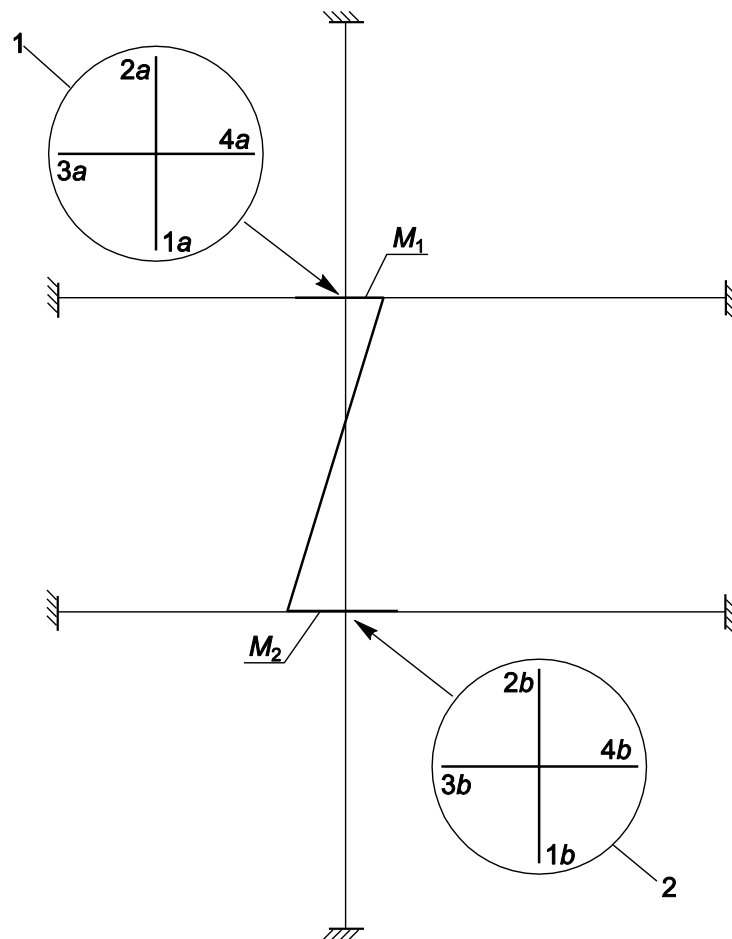
$$M_{Edu} = N_{Edu} \cdot \frac{(t-3a)}{4} \quad 8.7$$

$$M_{Edf} = N_{Edf} \cdot \frac{a}{2} + N_{Edu} \cdot \frac{(t+a)}{4} \quad 8.8$$

где  $N_{Edu}$  - расчетное значение нагрузки в верхней стене;

$N_{Edf}$  - расчетное значение нагрузки, передаваемой перекрытием;

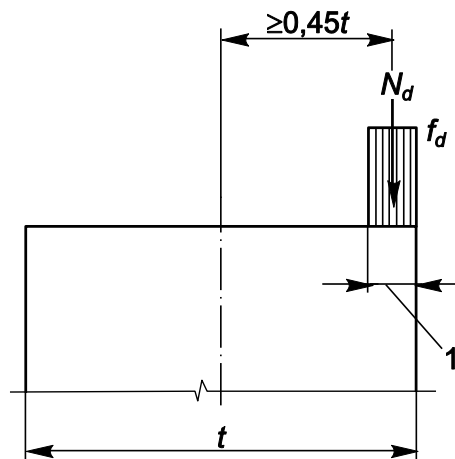
$a$  - расстояние от внешней плоскости стены до торца перекрытия.



1 — рама  $a$ ; 2 — рама  $b$

ПРИМЕЧАНИЕ — Изгибающий момент  $M_1$  определяют на раме  $a$ , а изгибающий момент  $M_2$  — на раме  $b$ .

**Рисунок 8.3 Упрощенная модель рамы**



1 — расчетная длина опоры не более  $0,1t$ , вычисленная по узловым моментам жесткого узла

**Рисунок 8.4 Эксцентриситет расчетной нагрузки при жестком узле «стена-перекрытие»**

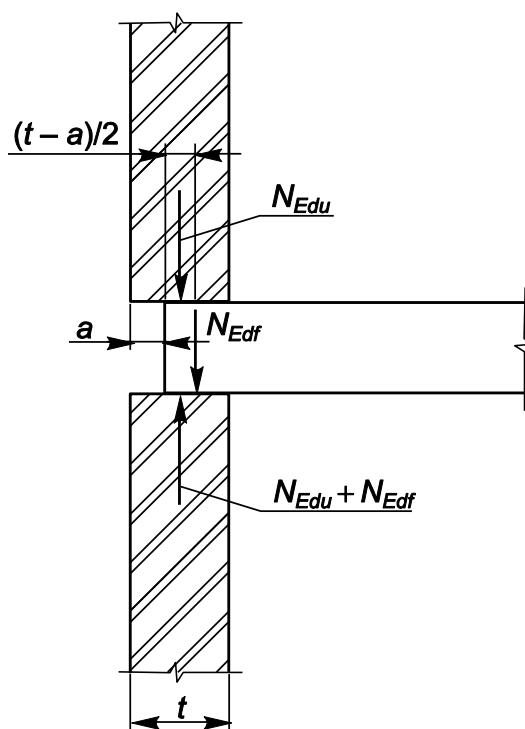


Рисунок 8.5 Усилия в зоне узла плит перекрытия, частично опирающихся на стену

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

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

8.6.1.2.2 Продольную жесткость стены допускается увеличивать конструктивным решением (жесткостью) узлов опирания на стену перекрытия или покрытия, соответственно располагаемыми перегородками или любым другим аналогично жестким элементом конструкции, соединенным со стеной.

8.6.1.2.3 Стены допускается считать как усиленные ребрами жесткости, если:

- между стеной и усиливающей (примыкающей к ней поперечной) стеной не прогнозируется возникновение вертикальных трещин, т. е. обе стены изготавливают из строительных материалов с приблизительно одинаковыми деформационными свойствами, обе стены имеют приблизительно одинаковую нагрузку, одновременно изготовлены с кладкой вперевязку и для обеих стен. Расчеты не прогнозируют различные продольные деформации стен, например, из-за усадки, нагрузки и т. д.

или

- соединение между стеной и усиливающей стеной рассчитано таким образом, что возникающие растягивающие и сжимающие усилия воспринимаются анкерами или аналогичными вспомогательными устройствами.

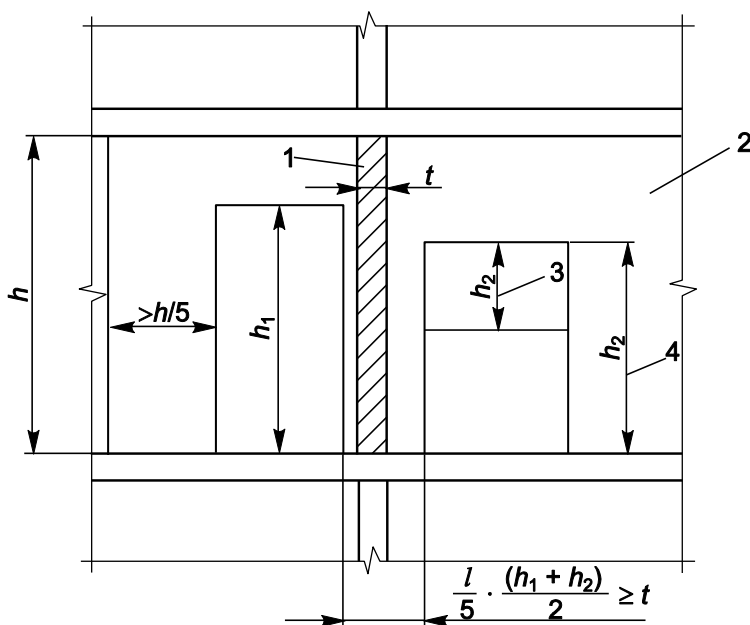
8.6.1.2.4 Усиливающие стены должны иметь длину не менее  $1/5$  высоты этажа и толщину не менее  $0,3t_{ef}$  — эффективной толщины усиливаемой стены.

8.6.1.2.5 Если усиливающая стена имеет проемы, то длина усиливающей стены между проемами должна быть равна размеру, указанному на рисунке 8.6, и усиливающая стена должна продолжаться за каждым проемом на длину не менее  $1/5$  высоты этажа.

**8.6.1.2.6** Для усиления стены кроме стен из каменной кладки допускается также применять другие конструктивные элементы, имеющие параметры, указанные в 8.6.1.2.4, и соединенные с усиливаемой стеной анкерами, которые воспринимают возникающие растягивающие и сжимающие усилия.

**8.6.1.2.7** Участок стены длиной  $l$ , усиленный по двум вертикальным краям, для которого  $l \geq 30t$ , а также участок стены, усиленный только по одному краю, для которого  $l \geq 15t$ , рассматривается как стена, закрепленная только в верхней части (при наличии перекрытия) и в основании, где  $t$  — толщина усиливаемой стены.

**8.6.1.2.8** Если усиленная стена ослаблена вертикальными пазами (каналами) и/или выемками, размеры которых не выходят в рамки допустимых согласно 9.1.2.1.7, то в качестве  $t$  принимают остаточную толщину стены. Если остаточная толщина стены менее половины ее заданной толщины, то ее не считают усиленной. Если размеры пазов (каналов) и/или выемок превышают размеры, допустимые согласно 9.1.2.1.7, то вертикальное сечение стены по грани паза (канала) или выемки принимают как конец закрепленного участка стены.



- 1 — усиливаемая стена; 2 — усиливающая стена; 3 —  $h_2$  — высота оконного проема;  
 4 —  $h_2$  — высота дверного проема, при расположении двух дверей по сторонам от усиливаемой стены;  
 5 —  $h_1$  — высота проема;  $t$  — толщина стены

**Рисунок 8.6 Минимальная длина усиливающей стены с проемами**

**8.6.1.2.9** Если стены имеют проемы, высота в свету которых более  $1/4$  высоты стены, или с шириной в свету более  $1/4$  длины усиленного участка стены (между поперечными стенами или ребрами жесткости), или с площадью проемов более  $1/10$  общей площади этого же участка стены, то при определении расчетной (эффективной) высоты стены ее рассматривают как не усиленную в зоне проема.

**8.6.1.2.10** Расчетную (эффективную) высоту стены определяют по формуле

$$h_{ef} = \rho_n h \quad 8.9$$

где  $h_{ef}$  — расчетная (эффективная) высота стены;  
 $h$  — высота стены в свету (в пределах этажа);  
 $\rho_n$  — коэффициент уменьшения при  $n = 2, 3$  или  $4$ , в зависимости от закрепления стены в верхней и нижней опорах и усиления вертикальными ребрами жесткости.

**8.6.1.2.11** Принимают следующие значения коэффициента уменьшения  $\rho_n$ :

(а) для стен, закрепленных (защемленных) 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 опоры не менее  $2/3$  толщины стены (см. рисунок 8.6а):

$$\rho_2 = 0,75 \quad 8.10$$

если эксцентриситет нагрузки по верху стены составляет не более  $0,25t$  — (толщины стены), то принимают (см. рисунок 8.6б)

$$\rho_2 = 1,0 \quad 8.11$$

(б) в стенах, закрепленных вверху и внизу деревянными перекрытиями или покрытиями, установленными с двух сторон и на одном уровне, или деревянными перекрытиями, установленными с одной стороны с длиной опоры не менее  $2/3$  толщины стены, но не менее 85 мм (см. рисунок 8.6в):

$$\rho_2 = 1,0 \quad 8.12$$

(в) в стенах, закрепленных по верху, в основании и по одному вертикальному краю:  
 - при  $h \leq 3,5l$ , с применением  $\rho_2$  в зависимости от случая (а) или (б) (см. рисунок 8.6г):

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{\rho_2 h}{3l} \right]^2} \cdot \rho_2 \quad 8.13$$

или (см. рисунок 8.6г)

- при  $h > 3,5l$ :

$$\rho_3 = \frac{1,5l}{h} \geq 0,3 \quad 8.14$$

где  $l$  — длина стены.

Значения  $\rho_3$  представлены в диаграмме (рисунок 8.7).

(г) в стенах, закрепленных по верху, в основании и по двум вертикальным краям:  
 — при  $h < 1,15l$ , с применением  $\rho_2$  в зависимости от случая (а) или (б) (см. рисунок 8.6д):

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{\rho_2 h}{l} \right]^2} \cdot \rho_2 \quad 8.15$$

или (см. рисунок 8.6д)

— при  $h > 1,15l$ :

$$\rho_4 = \frac{0,5l}{h} \quad 8.16$$

где  $l$  — длина стены.

Значения  $\rho_4$  представлены в диаграмме (рисунок 8.8).

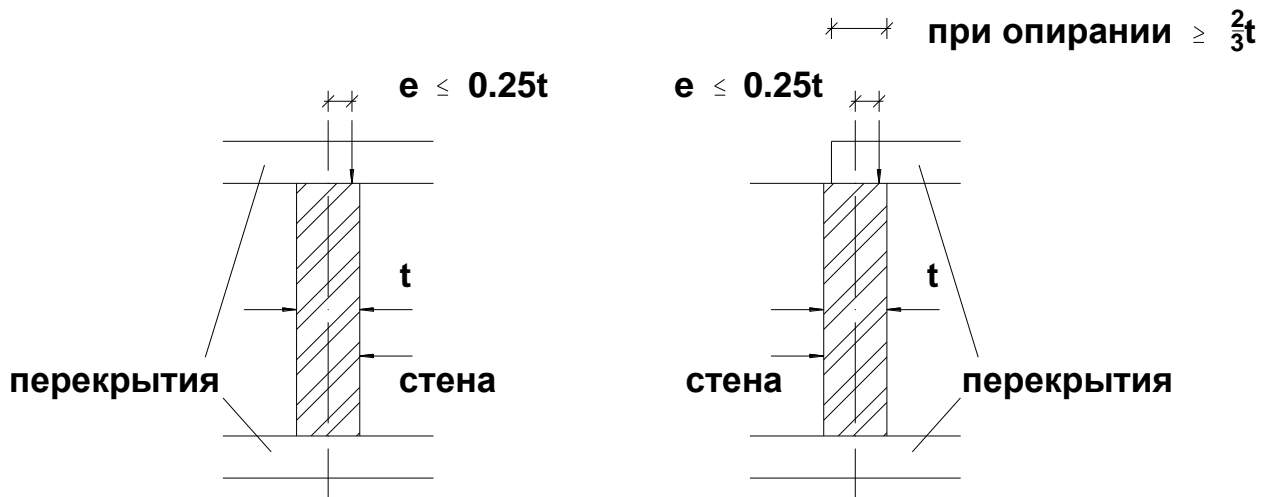


Рисунок 8.6а Значения  $\rho_2$

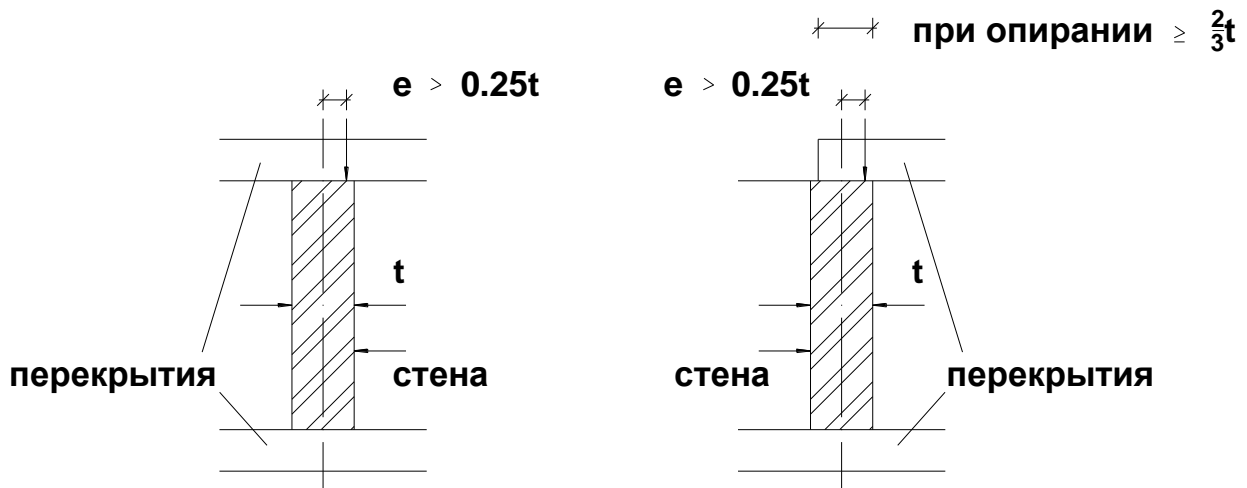


Рисунок 8.6б Значения  $\rho_2$



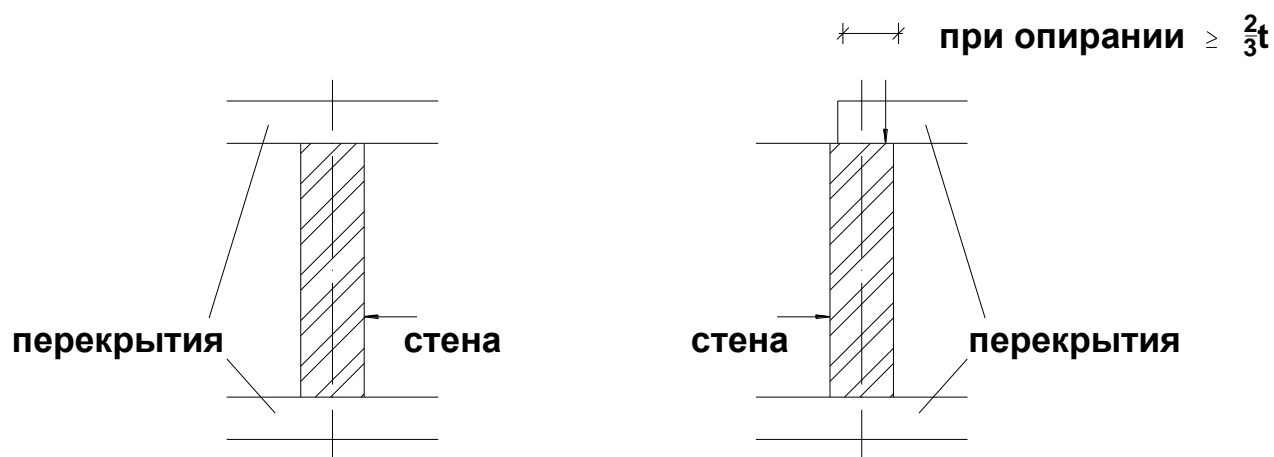


Рисунок 8.6в Значения  $\rho_2$



Рисунок 8.6г Значения  $\rho_3$

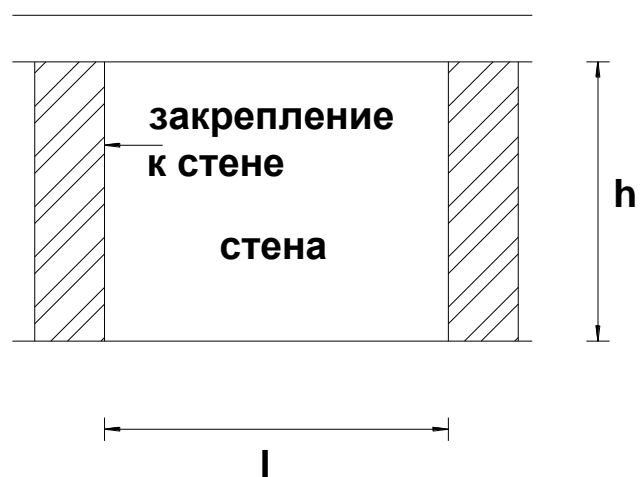


Рисунок 8.6д Значения  $\rho_4$

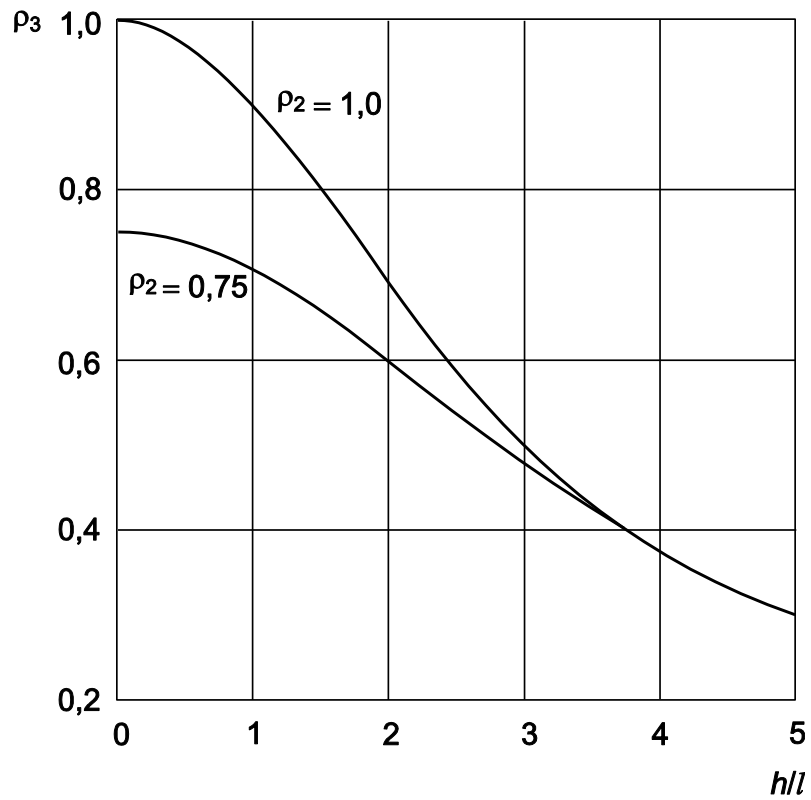


Рисунок 8.7 Значения  $\rho_3$ , полученные при помощи формул 8.13 и 8.14

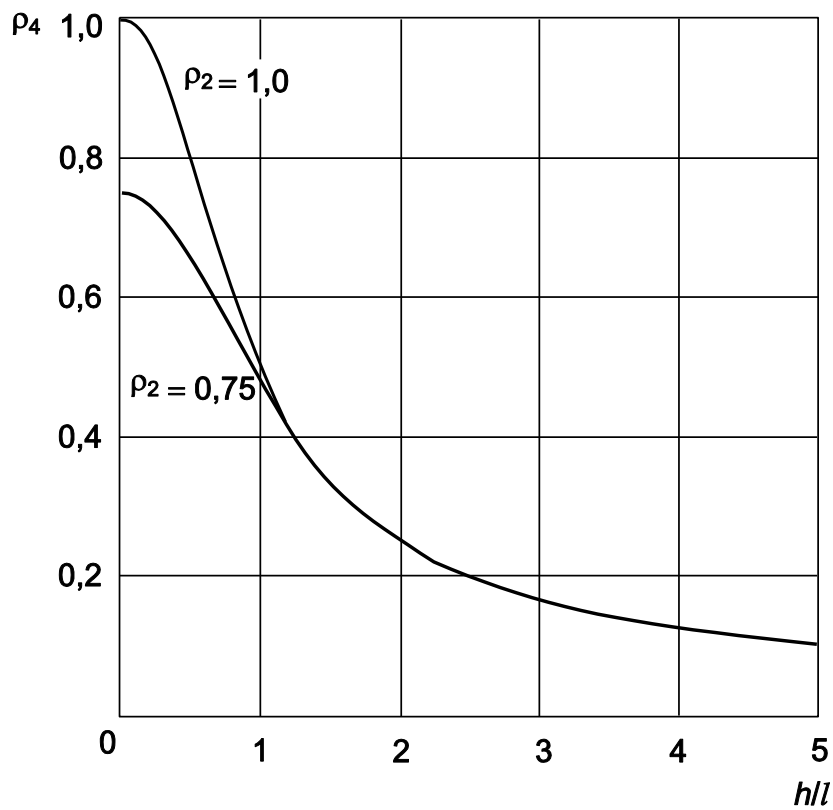


Рисунок 8.8 Значения  $\rho_4$ , полученные при помощи формул 8.15 и 8.16

### 8.6.1.3 Эффективная толщина стены

**8.6.1.3.1** За эффективную толщину стены  $t_{ef}$ , принимают фактическую толщину стен (см. рисунок 8.9):

- однослойные стены (рисунок 8.9а);
- двухслойные стены без воздушного слоя (рисунок 8.9б);
- однослойная облицовочная кладка (рисунок 8.9в);
- стены с заполнением крайних полос горизонтальных швов (рисунок 8.9г);
- двухслойные стены с заполнением пространства бетоном или раствором (рисунок 8.9д).

**8.6.1.3.2** Эффективную толщину стены, усиленной пилястрами, рассчитывают по формуле

$$t_{ef} = \rho_t t \quad 8.17$$

где  $t_{ef}$  — эффективная толщина стены;

$\rho_t$  — коэффициент жесткости (таблица 8.2);

$t$  — толщина стены.

**8.6.1.3.3** Для двухслойной стены с воздушным слоем, слои которой соединены связями согласно 9.5, эффективную толщину стены  $t_{ef}$  рассчитывают по формуле

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} t_1^3 + t_2^3} \quad 8.18$$

где  $t_1, t_2$  - фактическая толщина слоев или их эффективная толщина, рассчитанная по формуле 8.17, если она определяющая, при этом  $t_1$  — толщина внешнего или ненагруженного слоя,  $t_2$  — толщина внутреннего или несущего слоя;

$k_{tef}$  - коэффициент, равный частному при делении различных модулей упругости слоев  $t_1$  и  $t_2$ .

Значение  $k_{tef}$  принимать  $k_{tef} = E_1/E_2$ , но не более 2 (см. национальное приложение к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011).

**8.6.1.3.4** Если в двухслойной стене с воздушным слоем под нагрузкой находится только один из слоев, то для расчета эффективной толщины стены допускается применять формулу 8.18 при условии, что анкеры передают усилия от нагруженного слоя на ненагруженный. При расчете эффективной толщины стены принимают толщину ненагруженного слоя стены не более толщины нагруженного слоя.

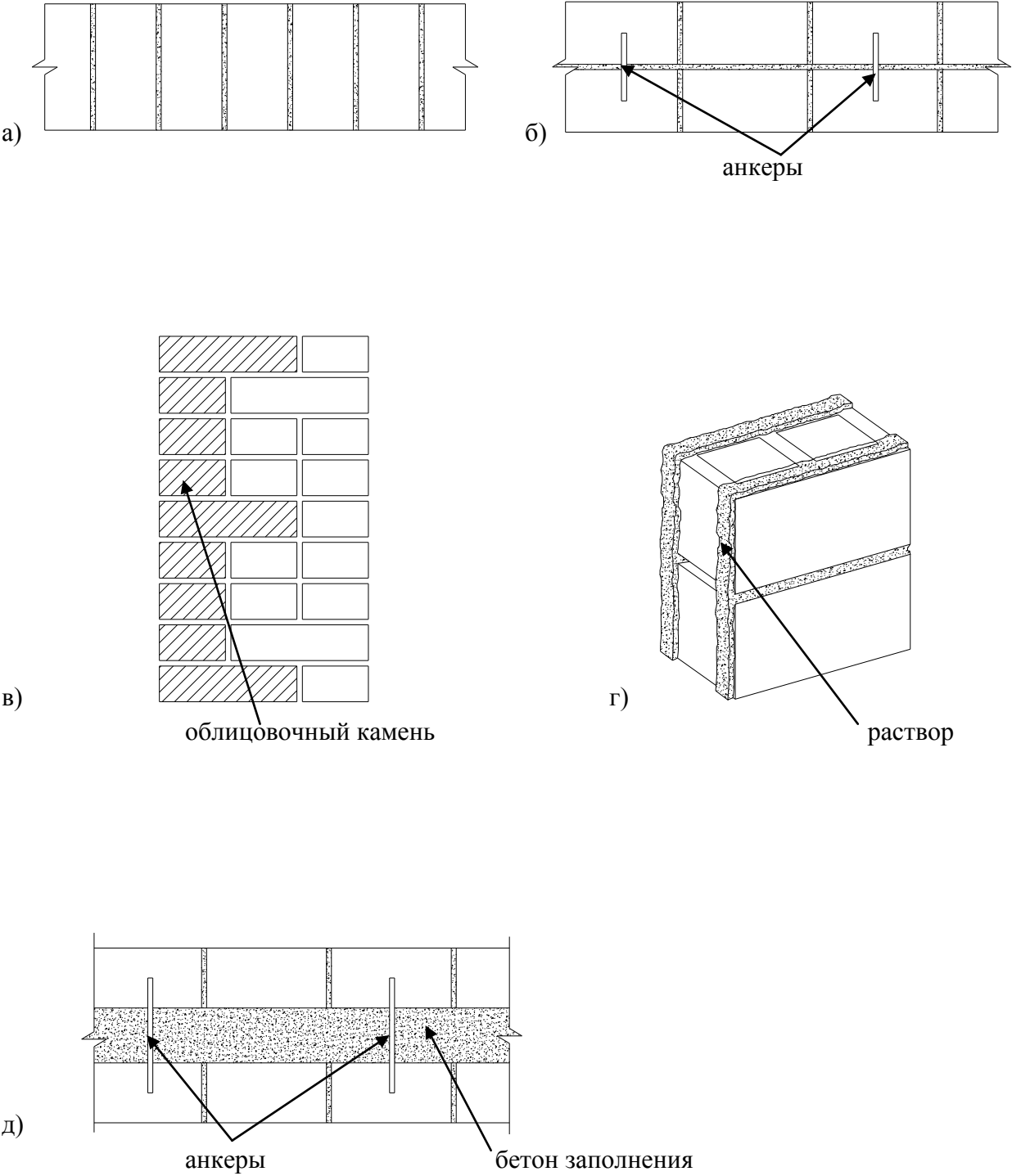
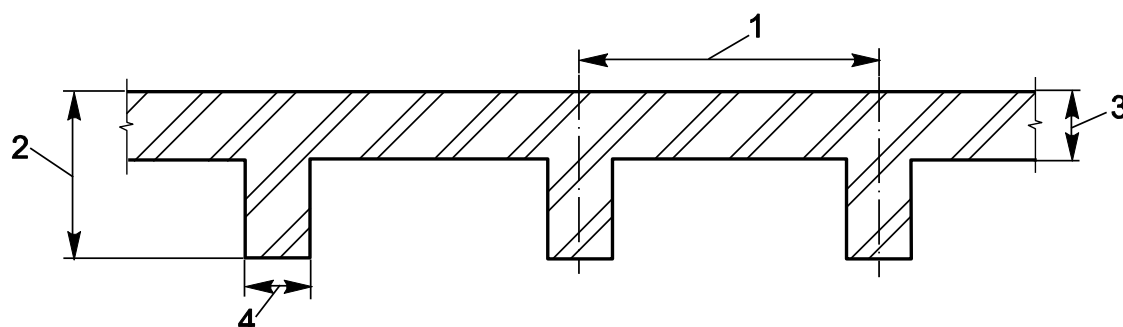


Рисунок 8.9

**Таблица 8.2 Коэффициент жесткости  $\rho_t$  для стен, усиленных пилястрами (рисунок 8.10)**

Отношение расстояния между пилястрами (по осям) к толщине пилястры	Отношение толщины пилястры к фактической толщине стены		
	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 — По значениям таблицы 8.2 допускается линейная интерполяция.			



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

**Рисунок 8.10 Схематическое изображение определений, примененных в таблице 8.10**

#### **8.6.1.4 Гибкость стен из каменной кладки**

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

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

## 8.6.2 Вертикально нагруженные элементы конструкции из армированной каменной кладки

### 8.6.2.1 Гибкость

**8.6.2.1.1** Гибкость вертикально нагруженных элементов конструкции из армированной каменной кладки в расчетной плоскости элемента определяют в соответствии с 8.6.1.4.

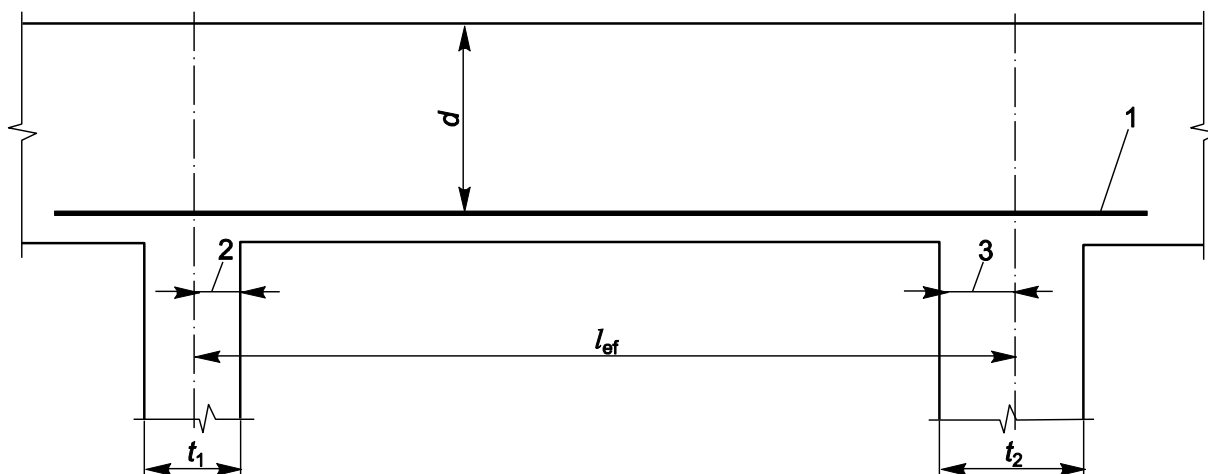
**8.6.2.1.2** При расчете гибкости заполненной двухслойной стены толщину стены рассчитывают с промежуточным пространством не более 100 мм.

**8.6.2.1.3** Гибкость элемента конструкции не должна превышать 27.

### 8.6.2.2 Расчетный (эффективный) пролет балок из каменной кладки

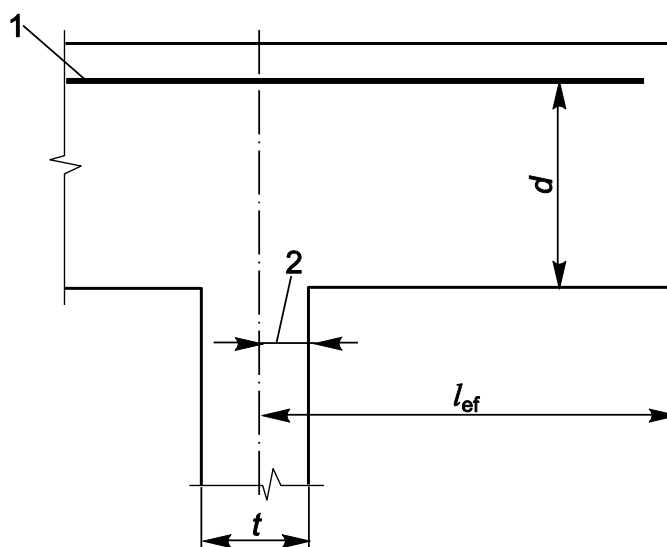
**8.6.2.2.1** Расчетный (эффективный) пролет  $l_{ef}$  однопролетных и неразрезных балок, кроме высоких балок (перемычек, балок-стенок), допускается принимать меньшим из двух значений (рисунок 8.11):

- расстояние между центрами опор;
- расстояние в свету между опорами плюс рабочая высота поперечного сечения  $d$ .



- 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

**Рисунок 8.11 Расчетный (эффективный) пролет однопролетной или неразрезной балки**



1 — арматура;  
2 —  $t/2$  или  $d/2$ ; применяют меньшее из двух значений

**Рисунок 8.12 Расчетная (эффективная) длина консоли**

**8.6.2.2.2** Расчетную (эффективную) длину консоли  $l_{ef}$  допускается принимать меньшую из двух следующих значений (рисунок 8.12):

- расстояние между концом консоли и центром опоры;
- расстояние между концом консоли и краем опоры плюс половина рабочей высоты поперечного сечения  $d$ .

**8.6.2.2.3** Расчетный (эффективный) пролет высоких балок (перемычек, балок-стенок) допускается определять согласно 8.6.2.3.

### **8.6.2.3 Вертикально нагруженные перемычки, балки-стенки из каменной кладки**

**8.6.2.3.1** Перемычки, балки-стенки из каменной кладки, перекрывающие проемы, представляют собой вертикально нагруженные стены или части стен, у которых отношение всей высоты стены над проемом к пролету проема в свету составляет не менее 0,5. Расчетный (эффективный) пролет  $l_{ef}$  перемычки, балки-стенки из каменной кладки допускается рассчитывать следующим образом:

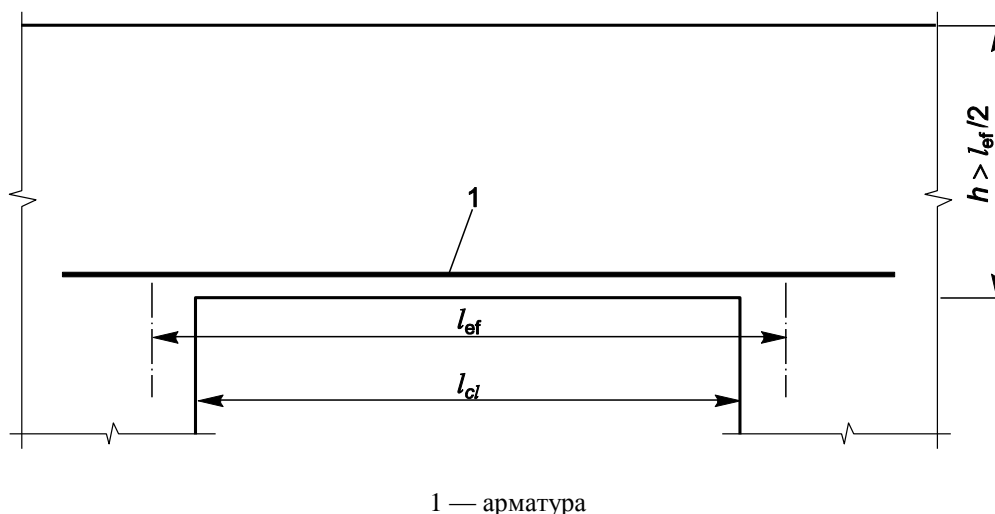
$$l_{ef} = 1,15l_{cl} \quad 8.19$$

где  $l_{cl}$  — пролет проема в свету (рисунок 8.13).

**8.6.2.3.2** При определении нагрузок на перемычку (балку-стенку) учитывают все нагрузки, действующие на участок стены шириной, равной пролету проема в свету, и высотой  $h$ . Это условие не распространяется на нагрузки, которые могут восприниматься другими элементами конструкции, например находящимися выше монолитными пере-

крытиями или перекрытиями из сборных плит при конструкции опорных узлов как монолитных неразрезных армопоясов.

**8.6.2.3.3** При определении расчетных нагрузок и изгибающих моментов перемычку из каменной кладки принимают в качестве однопролетной балки согласно рисунку 8.13.



**Рисунок 8.13** Расчетная модель перемычки из каменной кладки

#### 8.6.2.4 Перераспределение внутренних усилий

**8.6.2.4.1** Кривые внутренних усилий, определенные по теории упругости, в упруго-пластичных армированных строительных элементах могут перераспределяться для обеспечения равновесия всей системы. Это условие допускается принимать в расчетах, если отношение высоты сжатой части сечения  $x$  к рабочей высоте поперечного сечения  $d$  без учета перераспределения усилий (моментов) не превышает 0,4. Влияния перераспределения усилий (моментов) на весь расчет следует учитывать в соответствии с СП РК EN 1992-1-1.

#### 8.6.2.5 Ограничение пролета изгибаемых армированных элементов конструкции

**8.6.2.5.1** Пролет армированного элемента каменной кладки ограничивают в соответствии с таблицей 8.3.

**Таблица 8.3** Максимально допустимые значения отношения расчетного (эффективного) пролета к рабочей высоте изгибаемых балок и перемычек (балок-стенок)

	Отношение эффективного пролета к полезной высоте, $l_{ef}/d$ , или к эффективной толщине, $l_{ef}/t_{ef}$	
	Перемычки (балки-стенки)	Балки
Однопролетные	35	20
Неразрезные	45	26



**Таблица 8.3 Максимально допустимые значения отношения расчетного (эффективного) пролета к рабочей высоте изгибаемых балок и перемычек (балок-стенок)**  
(продолжение)

	Отношение эффективного пролета к полезной высоте, $l_{ef}/d$ , или к эффективной толщине, $l_{ef}/t_{ef}$	
	Перемычки (балки-стенки)	Перемычки (балки-стенки)
С двухосным напряженным состоянием	45	—
Консоль	18	7
ПРИМЕЧАНИЕ — Для отдельно стоящих стен, не являющихся частью здания, которые находятся преимущественно под действием ветровой нагрузки, указанные для стен значения отношения допускается увеличить на 30 %, если эти стены не имеют штукатурки, которая может быть повреждена вследствие деформаций.		

**8.6.2.5.2** Для однопролетных и неразрезных балок расстояние в свету между горизонтальными опорами  $l_r$  не должно превышать:

$$l_r \leq 60b_c \quad 8.20$$

или

$$l_r \leq \frac{250}{d} \cdot b_c^2 \quad 8.21$$

применяют меньшее из двух значений,

где  $d$  — рабочая высота сечения элемента конструкции;

$b_c$  — ширина площади сжатой части поперечного сечения балки в середине пролета между опорами.

**8.6.2.5.3** Для консоли, которая удерживается только на опоре, расстояние  $l_r$  от конца консоли до края опоры не должно превышать следующие значения:

$$l_r \leq 25b_c \quad 8.22$$

или

$$l_r \leq \frac{100}{d} \cdot b_c^2 \quad 8.23$$

применяют меньшее из двух значений, где  $b_c$  — ширина консоли на краю опоры.

### **8.6.3 Поперечные (усиливающие) стены при действии усилий среза (сдвига)**

**8.6.3.1** При расчете поперечных стен (стен-диафрагм здания, ребер жесткости) на действие усилий среза (сдвига) учитывают жесткость самой стены и вводимых в расчет участков примыкающих стен. В стенах, высота которых не менее чем в 2 раза превышает

длину, влияние деформаций сдвига на жесткость допускается не учитывать.

**8.6.3.2** Примыкающие участки стен можно принимать при определении расчетных параметров как полку стены, если соединение примыкающих участков со стеной, рассчитываемой на действие усилий среза, выполнено с применением армопоясов, которые в состоянии воспринимать соответствующие усилия сдвига, и если пояс в пределах применяемой длины не изгибается.

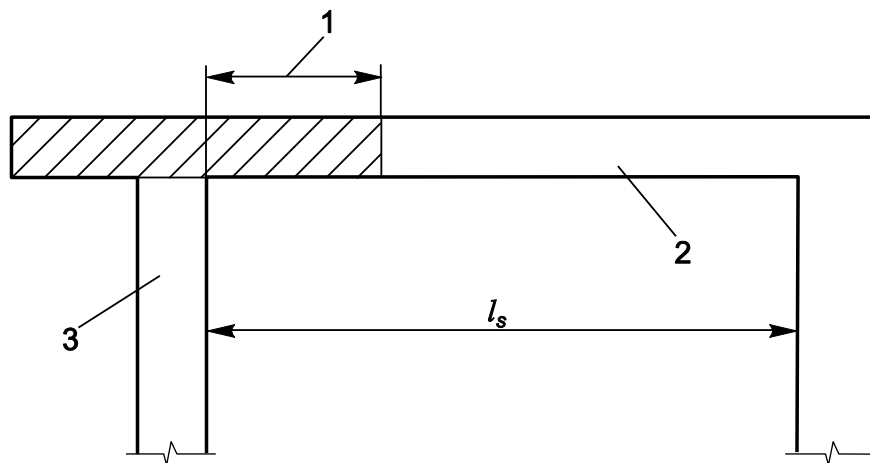
**8.6.3.3** Вводимая в расчет длина участка примыкающей стены равна ширине рассчитываемой на усилие среза стены плюс с обеих сторон — если имеется — наименьшее из нижеследующих значений (см. также рисунок 8.14):

- $h_{\text{tot}}/5$ , где  $h_{\text{tot}}$  является общей высотой стены от верхней кромки фундамента;
- половина расстояния между стенами, воспринимающими усилия сдвига ( $l_s$ ), если примыкающая (продольная) стена соединена с поперечной стеной;
- расстояние от конца продольной (примыкающей) стены;
- половина высоты в свету ( $h$ );
- шестикратное значение толщины продольной (примыкающей) стены  $t$ .

**8.6.3.4** В продольных (примыкающих) стенах допускается не учитывать проемы менее  $h/4$  или  $l/4$ . Проемы более  $h/4$  или  $l/4$  рассматривают как край вводимого в расчет участка стены.

**8.6.3.5** Если междуэтажные перекрытия можно рассматривать как жесткие диски, то горизонтальные усилия на уровне перекрытий распределяют на стены, воспринимающие усилия среза пропорционально их жесткости.

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



- 1 — меньшее значение  $l$  из:  $h_{\text{tot}}/5$ ;  $l_s/2$ ;  $h/2$ ;  $6t$ ;  
 2 — примыкающая (продольная) стена;  
 3 — рассчитываемая на усилие среза стена

**Рисунок 8.14** Вводимая в расчет ширина участков  $l$  примыкающей стены

**8.6.3.7** Если перекрытия не являются достаточно жесткими дисками (например, перекрытие из несоединенных сборных железобетонных элементов), то на стены жесткости

передаются горизонтальные усилия только от плит, непосредственно опирающихся на эти стены. В противном случае определение срезающих усилий производят с применением квазижестких на изгиб узлов.

**8.6.3.8** Максимальное горизонтальное усилие сдвига на стену допускается уменьшить на 15 %, при условии, что горизонтальные усилия на параллельные стены соответственно увеличены.

**8.6.3.9** При расчете прочности стен на горизонтальные усилия сдвига с учетом вертикальных нагрузок вертикальную нагрузку на стены от перекрытия, опертого по контуру, допускается равномерно распределять на нижние стены. При опирании плит перекрытий или покрытия на две стены вертикальную нагрузку на стены, не нагруженные перекрытием, допускается принимать с примыкающих участков грузовой площади перекрытия, распределенной биссектрисами под углом  $45^\circ$ .

**8.6.3.10** Распределение напряжения сдвига в сжатой зоне стены допускается принимать как постоянное.

#### **8.6.4 Армированные элементы каменной кладки при действии поперечной нагрузки**

**8.6.4.1** Для определения расчетного значения поперечного усилия, воспринимаемого элементами конструкции, при равномерно распределенной нагрузке допускается принимать, что максимальное поперечное усилие имеет место на расстоянии  $d/2$  от грани опоры, где  $d$  — рабочая высота поперечного сечения элемента конструкции.

**8.6.4.2** Для принятия максимального значения поперечного усилия на расстоянии  $d/2$  от грани опоры должны быть выполнены следующие условия:

- условия приложения нагрузки и конструкция опоры таковы, что возникающие сжимающие напряжения проходят по наклонной полосе (прямое опирание);
- растянутая арматура на крайней опоре, необходимая по расчету на изгибающий момент на расстоянии  $2,5d$  от грани опоры, заанкерена на опоре;
- растянутая арматура на промежуточной опоре, необходимая по расчету на изгибающий момент по грани опоры, заходит в пролет не менее чем на  $2,5d$ , плюс длина зоны анкеровки.

#### **8.6.5 Стены каменной кладки при действии горизонтальной поперечной нагрузки**

**8.6.5.1** При расчете стен каменной кладки на изгиб от горизонтальной поперечной нагрузки необходимо учитывать:

- влияние гидроизоляционных слоев;
- условия опирания, непрерывность (отсутствие ослаблений) стены в пределах между промежуточными опорами (вертикальными поперечными стенами, контрфорсами).

**8.6.5.2** Кладку с облицовочным слоем рассчитывают как однослойную стену, полностью изготовленную из камней (блоков) с меньшей прочностью на растяжение при изгибе.

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

ПРИМЕЧАНИЕ Некоторые специальные анкеры могут передавать через деформационный шов мо-

менты и/или поперечные усилия. Их применение не рассматривается в настоящем стандарте.

**8.6.5.4** Как правило, опорные реакции от расчетной горизонтальной нагрузки по линии опоры допускается принимать при расчете опор как равномерно распределенные по высоте стены. Напряжения на опоре могут создавать анкеры, настенные пилоны или плиты перекрытия и покрытия.

**8.6.5.5** Если изгибаемые при горизонтальной нагрузке стены соединены со стенами, загруженными вертикальной нагрузкой (см. 11.1.4), или если на них уложены железобетонные перекрытия, то опору допускается рассматривать как сплошную. При наличии в стене гидроизоляционного слоя ее рассматривают как однопролетную балку. Если стены соединены с поперечной вертикальной стеной или с другими конструкциями каркаса с помощью анкеров по вертикальным краям, то на вертикальных сторонах допускается принимать частичную передачу моментов, если прочность анкеров может быть проверена расчетом.

**8.6.5.6** В двухслойных стенах допускается учитывать совместную работу обоих слоев, даже если только один слой имеет постоянную опору. Условием для этого является применение в стене связей (анкерных устройств) согласно 9.5. Нагрузку, передаваемую стеной на опору, допускается принимать как действующую только на один слой стены, если имеется соответствующее соединение обоих слоев (см. 9.5) по вертикальным краям стены. Во всех остальных случаях допускается принимать частичную совместную работу.

**8.6.5.7** Если стена опирается на три или четыре стороны, момент  $M_{Ed1}$  рассчитывают следующим образом:

- если плоскость излома стены параллельна горизонтальным швам (по неперевязанному сечению), т. е. в направлении  $f_{xk1}$ ,

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 \text{ на единицу длины стены} \quad 8.24$$

или

- если плоскость излома перпендикулярна горизонтальным швам (по перевязанному сечению), т. е. в направлении  $f_{xk2}$ ,

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \text{ на единицу длины стены,} \quad 8.25$$

где  $\alpha_1, \alpha_2$  — коэффициенты изгибающего момента, определенные с учетом степени закрепления стены по краям и отношения сторон стены. Они могут быть получены теоретически;

$l$  — длина стены между опорами;

$W_{Ed}$  — расчетное значение поперечной нагрузки на единицу площади.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Значения коэффициентов момента  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  для однослойных стен толщиной не более 250 мм указаны в приложении В, при этом  $\alpha_1 = \mu \alpha_2$ ,

где  $\mu$  — коэффициент отношения прочностей на растяжение при изгибе каменной кладки при расчете прочности на изгиб, при действии моментов в двух ортогональных направлениях;

$f_{xd1}/f_{xd2}$ , см. 7.3.10-7.3.14, или  $f_{xd1,app}/f_{xd2}$ , см. 9.3.1.4, или  $f_{xd1}/f_{xd2,app}$ , см. 9.6.2.9.

**8.6.5.8** При наличии гидроизоляционного слоя для определения коэффициента изгибающего момента допускается принимать полную жесткость при изгибе, если вертикальное напряжение на гидроизоляционном слое равно или более напряжения растяжения вследствие расчетного момента.

**8.6.5.9** Если стена закреплена только по верхней и нижней сторонам, то момент допускается рассчитывать по общепринятым правилам расчета с учетом совместной работы.

**8.6.5.10** Размеры площади стены под изгибающей нагрузкой или отдельно стоящей стены, кладка которой выполнена с применением растворов от М2 до М20, которые установлены согласно 9.3, следует ограничивать в соответствии с приложением С, с целью исключения чрезмерных смещений вследствие прогиба, ползучести, усадки, температуры и трещинообразования.

**8.6.5.11** Расчет стен с неравномерными контурами или с большими проемами допускается осуществлять с учетом анизотропии каменной кладки по признанным методам расчета моментов в плитах, например метод конечных элементов или метод аналогии линий излома (по методу предельного равновесия).

## **9 РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ**

### **9.1 Неармированная каменная кладка при действии вертикальной нагрузки**

Принципиальная блок-схема (алгоритм) расчета неармированной каменной кладки на вертикальные воздействия (расчет армированной кладки выполняется аналогично, с соответствующей заменой некоторых величин) приведена на рисунке 9.1.

#### **9.1.1 Общие положения**

**9.1.1.1** Для определения расчетных параметров стен из неармированной каменной кладки при действии вертикальной нагрузки учитывают геометрию стены, эксцентриситет нагрузки и показатели строительных материалов каменной кладки.

**9.1.1.2** Для определения прочности стен при действии вертикальной нагрузки допускается применять следующие условия:

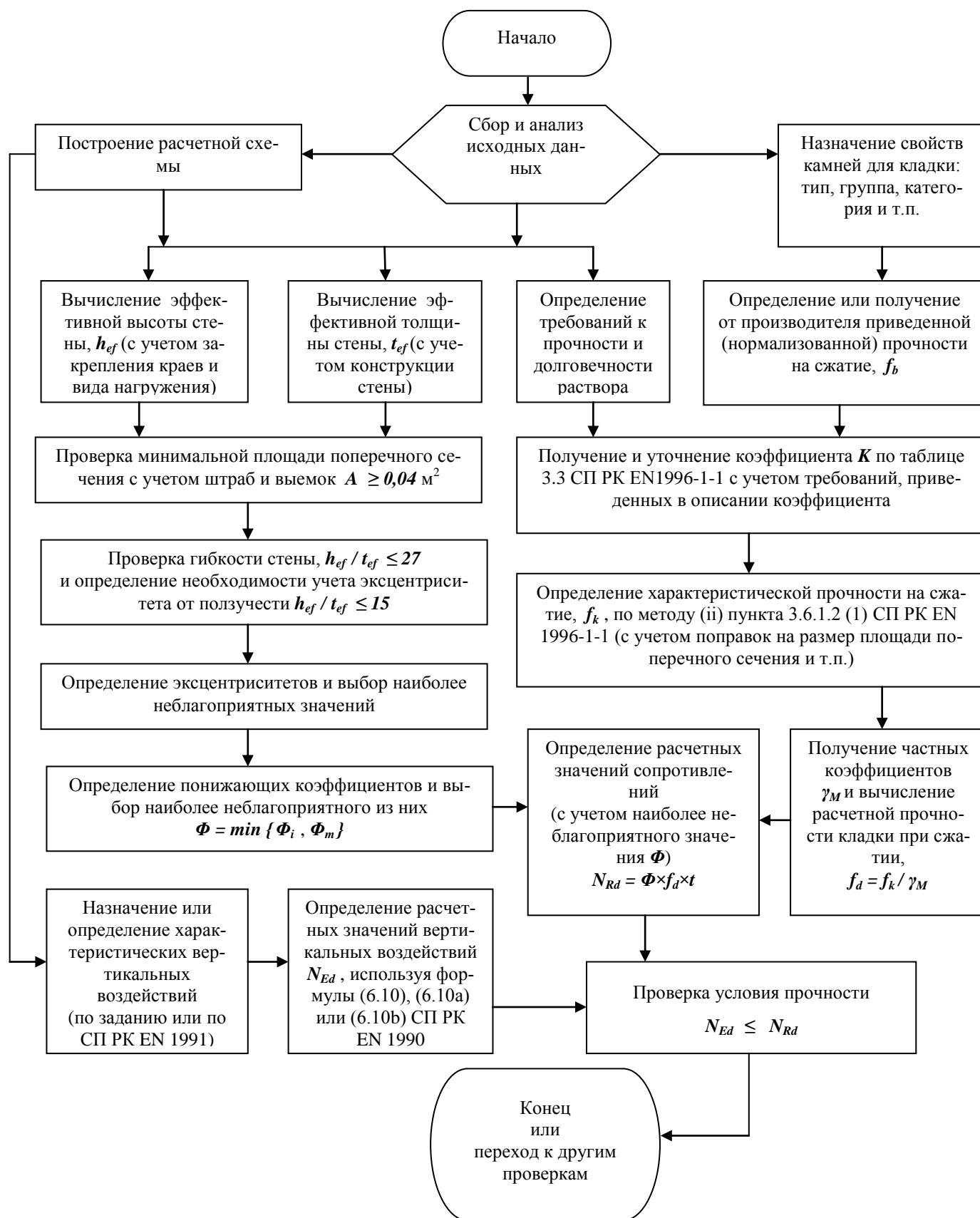
- сохранение плоскостности поперечных сечений;
- прочность при растяжении каменной кладки перпендикулярно горизонтальным швам равна нулю.

**9.1.1.3** Расчет каменных и армокаменных конструкций по предельному состоянию по несущей способности (потеря несущей способности, потеря устойчивости формы, потеря устойчивости положения) производится, как правило, на воздействие расчетных нагрузок.

**9.1.1.4** Расчет каменных и армокаменных конструкций незаконченных зданий и сооружений производится на воздействие характеристической ветровой нагрузки, а для других нагрузок принимаются их расчетные значения.

**9.1.1.5** Сцепление раствора с кирпичом и камнем отличается большой изменчивостью и зависит от многих случайных величин. Поэтому расчет неармированных каменных конструкций производится без учета сопротивления кладки растяжению и изгибу по неперевязанным сечениям (например, по горизонтальным швам), за исключением случаев расчета на сейсмические нагрузки.

**9.1.1.6** Сопротивление кладки растяжению по неперевязанному сечению учитывается при расчете кладки на сейсмические воздействия. В этом случае при выполнении кладки должны соблюдаться специальные правила, повышающие надежность сцепления в соответствии с СП РК EN 1998-1-6-2009. Прочность сцепления проверяется при этом контрольными испытаниями в лабораторных и натурных условиях.



**Рисунок 9.1** Принципиальная блок-схема (алгоритм) расчета неармированной каменной кладки на вертикальные воздействия (расчет армированной кладки выполняется аналогично, с соответствующей заменой некоторых величин)

## 9.1.2 Расчет стен из неармированной каменной кладки на вертикальную нагрузку

### 9.1.2.1 Общие положения

**9.1.2.1.1** В предельном состоянии по прочности расчетное значение действующей вертикальной нагрузки  $N_{Ed}$  должно быть менее или равным прочности расчетного сечения при действии продольного усилия  $N_{Rd}$ , т. е.

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad 9.1$$

**9.1.2.1.2** Прочность расчетного сечения при действии продольного усилия  $N_{Rd}$  вертикально нагруженной однослойной стены на единицу длины

$$N_{Rd} = \Phi t f_d \quad 9.2$$

где  $\Phi$  — коэффициент уменьшения,  $\Phi_i$  на уровне верха или в основании стены или соответственно  $\Phi_m$  в середине высоты стены, определенный с учетом гибкости и эксцентриситета нагрузки согласно 9.1.2.2;

$t$  — толщина стены;

$f_d$  — расчетное сопротивление сжатию каменной кладки согласно 7.2.1-7.2.10.

**9.1.2.1.3** При сечении стены площадью менее  $0,1 \text{ м}^2$  расчетное сопротивление сжатию каменной кладки  $f_d$  умножают на коэффициент

$$(0,7 + 3A) \quad 9.3$$

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

**9.1.2.1.4** В двухслойных стенах с воздушным слоем расчет производят отдельно по каждому слою стены. Для этого принимают площадь поперечного сечения нагружаемого слоя стены и соответствующую эффективную гибкость, определенную при эффективной толщине по формуле 8.18.

**9.1.2.1.5** Однослойную кладку с облицовочным слоем рассчитывают как однослойную стену, выполненную из камней (блоков) меньшей прочности. В этом случае для  $K$  принимают значение для облицовочной кладки (см. таблицу 7.2).

**9.1.2.1.6** Двухслойную стену без воздушного слоя, в которой оба слоя стены соединены между собой согласно 9.5 и оба слоя нагружены практически одинаково, рассчитывают как однослойную стену или как двухслойную стену с воздушным слоем.

**9.1.2.1.7** Если размеры, количество и положение пазов, каналов и выемок выходят за рамки указанных в 11.6, то их влияние на прочность стены учитывают следующим образом:

- вертикально проходящие пазы, каналы и выемки рассматривают как ограничение расчетного участка стены по длине или в основу расчета всей стены закладывают остаточную толщину стены за вычетом ослаблений;

- при горизонтальных или наклонных пазах и каналах прочность стены рассчитывают в месте расположения паза или канала с учетом эксцентриситета нагрузки относительно остаточной толщины стены.

ПРИМЕЧАНИЕ Допускается принимать, что прочность при действии вертикальной нагрузки пропорциональна уменьшению площади сечения за счет вертикального паза или вертикальной выемки, при уменьшении площади поперечного сечения не более чем на 25 %.

### 9.1.2.2 Коэффициент уменьшения для учета гибкости и эксцентриситета нагрузки

9.1.2.2.1 Значение коэффициента уменьшения  $\Phi$  для учета гибкости и эксцентриситета допускается определять при прямоугольной эпюре напряжений в сжатой части сечения элемента следующим образом:

(а) по верху и в основании стены ( $\Phi_i$ ).

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \quad 9.4$$

где  $e_i$  — эксцентриситет приложения нагрузки стены, определяется по формуле

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t \quad 9.5$$

здесь  $M_{id}$  — расчетное значение изгибающего момента вследствие эксцентриситета нагрузки на стену от перекрытия согласно 8.6.1 на уровне верха и в основании стены (рисунок 9.2);

$N_{id}$  — расчетное значение вертикальной нагрузки, действующей на уровне верха и в основании стены (суммарное значение);

$e_{he}$  — эксцентриситет на уровне верха и в основании стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок, если имеются (например, ветра), вычисленный по усилию  $N_{id}$ ;

$e_{init}$  — случайный эксцентриситет (см. 8.6.1.1);

$t$  — толщина стены.

(б) в середине стены ( $\Phi_m$ ).

С учетом упрощений, указанных в 9.1.1, коэффициент уменьшения допускается определять в середине высоты стены ( $\Phi_m$ ) согласно 9.1.2.2.3 с применением  $e_{mk}$ ,

где  $e_{mk}$  — эксцентриситет от нагрузки в среднем сечении по высоте стены, рассчитанный по формулам 9.6 и 9.7:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t \quad 9.6$$

$$e_{mk} = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init} \quad 9.7$$

здесь  $e_m$  — эксцентриситет от нагрузок;

$M_{md}$  — максимальное расчетное значение изгибающего момента в среднем сечении по высоте стены, получаемое от моментов в оголовке и основании стены (см. рисунок 9.2), включая изгибающие моменты от всех других внецентренно действующих нагрузок (например, стенные шкафы);

$N_{md}$  — расчетное значение вертикальной нагрузки в среднем сечении по высоте стены, включая все другие внецентренно приложенные нагрузки (например, обвязочные балки, стенные шкафы);



$e_{hm}$  — эксцентриситет в среднем сечении по высоте стены от горизонтальных нагрузок (например, ветра).

ПРИМЕЧАНИЕ Включение значения  $e_{hm}$  зависит от комбинации нагрузок, применяемых при определении расчетных параметров. Необходимо учитывать значения параметров и их влияние на отношение  $M_{md}/N_{md}$ ;

$e_{init}$  — случайный эксцентриситет (см. 8.6.1.1);

$e_k$  — эксцентриситет вследствие ползучести согласно 9.8:

$$e_k = 0,002\varphi_{\infty} \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{te_m} \quad 9.8$$

$h_{ef}$  — расчетная (эффективная) высота согласно 8.6.1.2 для соответствующих узлов опирания или вида усиления элемента каменной конструкции;

$t_{ef}$  — эффективная толщина стены согласно 8.6.1.3;

$\Phi_{\infty}$  — предельное значение коэффициента ползучести каменной кладки (см. примечание к 7.5.9).

**9.1.2.2.2** Для стен с гибкостью  $\lambda_c$  или менее допускается принимать эксцентриситет от ползучести  $e_k$ , равный нулю. Величину параметра  $\lambda_c$ , принимать равной  $\lambda_c = 15$  (см. национальное приложение к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011).

**9.1.2.2.3** Коэффициент уменьшения  $\Phi_m$  в середине стены для учета гибкости стены и эксцентриситета нагрузки допускается рассчитывать упрощенно по сравнению с указанными в 9.1.1 основными принципами независимо от модуля упругости  $E$  и характеристического сопротивления сжатию неармированной каменной кладки  $f_k$ :

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} \quad 9.9$$

где

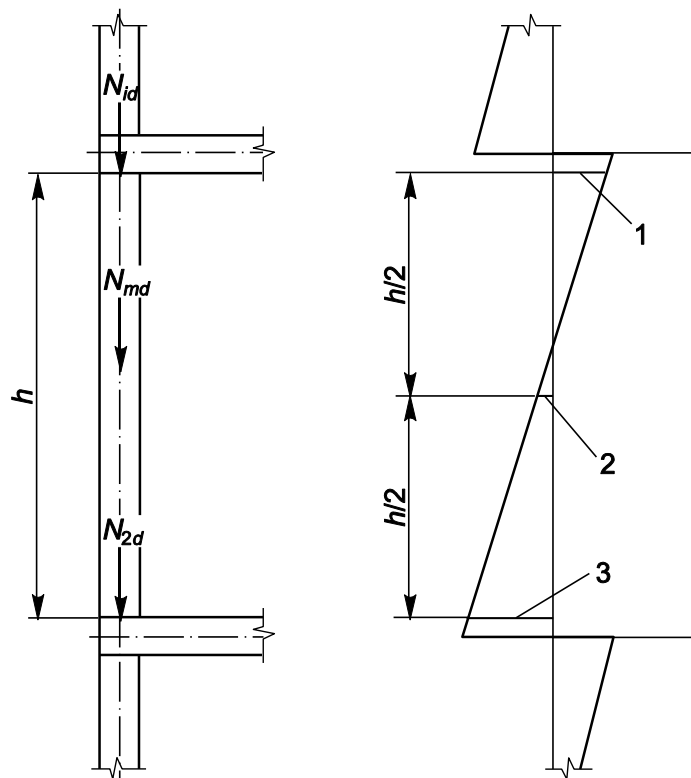
$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \quad 9.10$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} \quad 9.11$$

с применением:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad 9.12$$

и  $e_{mk}$ ,  $h_{ef}$ ,  $t$  и  $t_{ef}$  — согласно 9.1.2.2.1-9.1.2.2.2, а также  $e$  — основание натурального логарифма.



1 —  $M_{id}$  (на уровне низа плит перекрытия); 2 —  $M_{md}$  (в стене по середине высоты этажа);  
3 —  $M_{2d}$  (на уровне верха плит перекрытия)

**Рисунок 9.2 Моменты от эксцентриситетов**

При  $E = 1000f_k$  формула 9.11 преобразовывается в:

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} \quad 9.13$$

и при  $E = 700f_k$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 1,67}{19,3 - 31 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} \quad 9.14$$

По числовым значениям  $\Phi_m$  согласно формулам 9.13 и 9.14 получают диаграммы, представленные на рисунках 9.3 и 9.4.

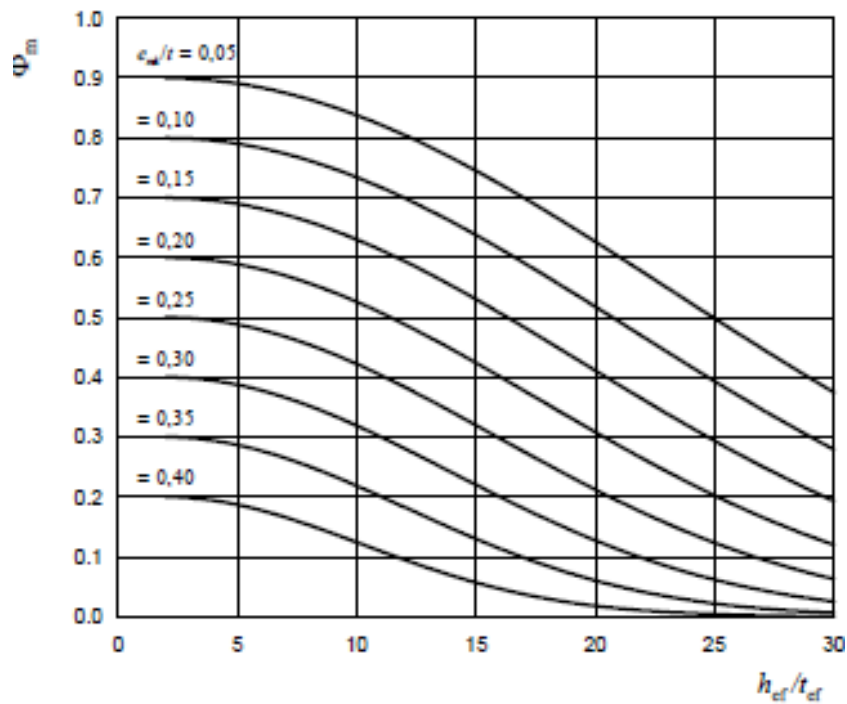


Рисунок 9.3  $\Phi_m$  в зависимости от гибкости при различных эксцентриситетах для  $E = 1000fk$

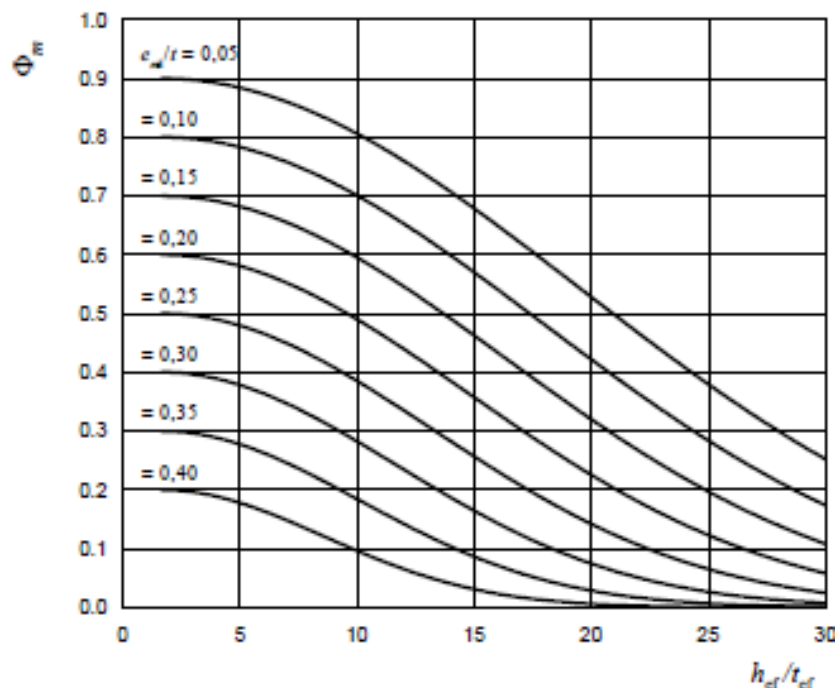


Рисунок 9.4  $\Phi_m$  в зависимости от гибкости при различных эксцентриситетах для  $E = 700fk$

### 9.1.3 Стены с нагрузками на часть поверхности (местное сжатие)

**9.1.3.1** В предельном состоянии по прочности расчетное значение вертикальной сосредоточенной (локальной) нагрузки  $N_{Edc}$  должно быть менее или равным расчетному значению прочности стены  $N_{Rdc}$  для этой нагрузки, т. е.

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} \quad 9.15$$

**9.1.3.2** Для стены из камней (блоков) группы 1 согласно разделу 11 с нагрузками на часть поверхности (кроме каменной кладки с заполнением краевой полосы горизонтальных швов) расчетное значение прочности  $N_{Rdc}$  при действии сосредоточенной (локальной) нагрузки определяют из условия

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d \quad 9.16$$

где  $\beta$  — повышающий коэффициент увеличения при нагрузках на часть поверхности.

$$\beta = \left(1 + 0,3 \cdot \frac{a_1}{h_c}\right) \left(1,5 - 1,1 \cdot \frac{A_b}{A_{ef}}\right) \quad 9.17$$

при этом должны соблюдаться условия:  $1,0 \leq \beta \leq \left(1,25 + \frac{a_1}{2h_c}\right)$ ;  $\beta \leq 1,5$ . Применяют меньшее значение.

здесь  $a_1$  — расстояние от края стены до ближайшего края нагруженной поверхности (рисунок 9.5);

$h_c$  — высота стены до плоскости приложения нагрузки;

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

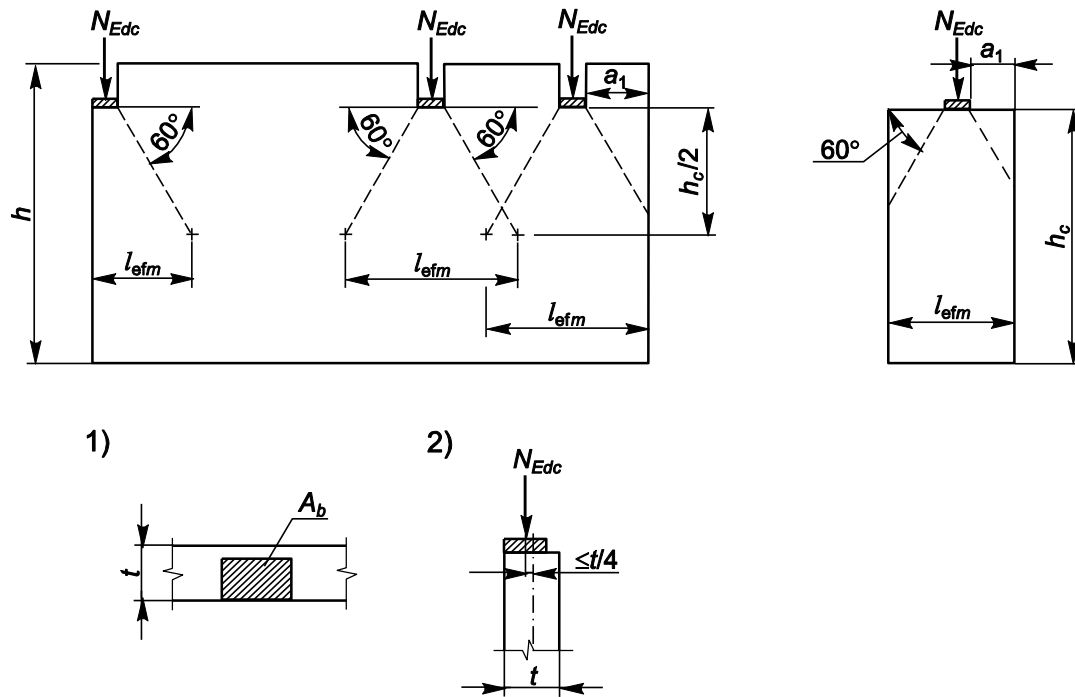
$A_{ef}$  — эффективная площадь поперечного сечения опоры (вводимая в расчет), в целом  $A_{ef} = l_{efm} t$ ,

$l_{efm}$  — эффективная длина площади распределения нагрузки под опорой, измеряемая в основании трапеции на половине высоты стены или пилястры (см. рисунок 9.5);

$t$  — толщина стены с учетом не полностью заполненных швов глубиной более 5 мм;

$\frac{A_b}{A_{ef}}$  — применяют не более 0,45.

Значения коэффициента увеличения  $\beta$  представлены на рисунке 9.6.



1 — горизонтальная проекция; 2 — сечение

Рисунок 9.5 Стены с нагрузками на часть поверхности

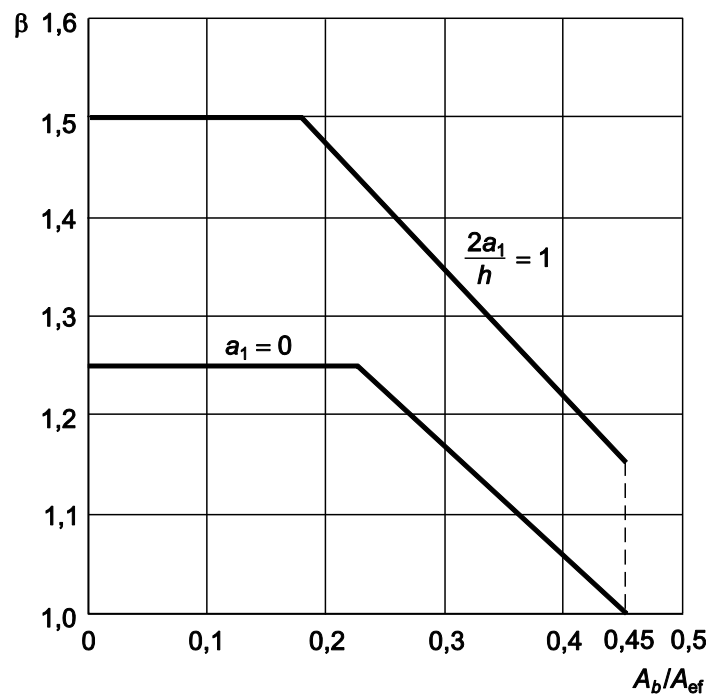


Рисунок 9.6 Диаграмма с коэффициентом увеличения для нагрузок на часть поверхности

**9.1.3.3** Для стен из камней (блоков) групп 2, 3 и 4 и стен с заполнением крайней полосы горизонтальных швов требуется проверка. Напряжения в кладке непосредственно

под опорой от сосредоточенной (локальной) нагрузки не должны превышать расчетное сопротивление сжатию каменной кладки  $f_d$  (при применении  $\beta = 1,0$ ).

**9.1.3.4** Эксцентриситет приложения сосредоточенной (локальной) нагрузки, измеренный от оси, проходящей через центр тяжести стены, не должен превышать  $t/4$  (см. рисунок 9.5).

**9.1.3.5** Во всех случаях под опорами в сечениях на половине высоты стены должны выполняться требования 9.1.2.1. Данное требование распространяется также на случаи нескольких одновременно действующих накладывающихся вертикальных нагрузок, и в особенности на случай, когда нагрузки на часть поверхности относительно уплотнены, в результате чего происходит взаимное наложение площадей распределения нагрузок в сечении на половине высоты стены.

**9.1.3.6** Локальные нагрузки на часть поверхности должны передаваться на камни (блоки) группы 1 или другой сплошной блок таким образом, чтобы длина камня (блока) была равна требуемой ширине опоры плюс выступы с двух сторон. Выступ получается при распределении давления под углом  $60^\circ$  до нижней плоскости сплошного материала. При концевой опоре выступ требуется только на одной стороне.

**9.1.3.7** Если сосредоточенная (локальная) нагрузка передается на кладку через соответствующую достаточно жесткую распределительную балку (опорную подушку) шириной, равной толщине  $t$  стены, 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 значение  $1,5f_d$ .

## 9.2 Неармированная каменная стена при действии усилия среза (сдвига)

**9.2.1** В предельном состоянии по прочности расчетное значение поперечной силы от действующих нагрузок (усилие среза (сдвига))  $V_{Ed}$  должно быть менее или равным расчетному значению прочности сечения стены из каменной кладки при действии поперечной силы (срезе (сдвиге))  $V_{Rd}$ :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad 9.18$$

**9.2.2** Расчетное значение прочности стены из каменной кладки при действии поперечной силы (срезе (сдвиге)) рассчитывают по формуле

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c \quad 9.19$$

где  $f_{vd}$  — расчетное сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки согласно 7.2.1 и 7.3.3-7.3.9, при применении 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;

$t$  — толщина стены;

$l_c$  — длина сжатой части стены без учета длины частей стены по плоскости среза, растянутых при внецентренном сжатии (изгибе).

**9.2.3** Длину сжатой части стены  $l_c$  рассчитывают при условии линейного распределения напряжения. Учитывают проемы, штрабы и выемки. Площади растянутой части се-

чений стены от действия вертикальных внецентренно приложенных продольных усилий не учитывают.

**9.2.4** Соединение между поперечными (усиливающими) стенами и полками перекрещивающихся (продольных) стен необходимо рассчитывать на вертикальную нагрузку среза (сдвига).

**9.2.5** Высоту сжатой части сечения стены рассчитывают при действии вертикальной расчетной нагрузки и результат вводят в расчет при проверке прочности стены на нагрузки среза (сдвига).

### **9.3 Изгиб неармированной каменной стены при действии горизонтальных нагрузок**

#### **9.3.1 Общие положения**

**9.3.1.1** В предельном состоянии по прочности расчетное значение действующего на стену изгибающего момента  $M_{Ed}$  (см. 8.6.5) должно быть менее или равным расчетному значению прочности сечения стены при изгибе  $M_{Rd}$ :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad 9.20$$

**9.3.1.2** При определении расчетных параметров следует учитывать коэффициент  $\mu$  каменной кладки на изгиб от моментов в двух ортогональных направлениях.

**9.3.1.3** Расчетное значение прочности сечения стены при изгибе  $M_{Rd}$  на единицу высоты или длины составляет:

$$M_{Rd} = f_{xd} Z \quad 9.21$$

где  $f_{xd}$  — расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в соответствующем направлении изгиба согласно 7.3.10-7.3.14, 9.3.1.4 или 9.6.2.9;

$Z$  — упругий момент сопротивления сечения на единицу высоты или длины стены.

**9.3.1.4** При наличии вертикальной нагрузки ее положительное влияние допускается учитывать следующим образом:

(а) посредством применения повышенного расчетного сопротивления каменной кладки растяжению при изгибе в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению),  $f_{xd1,app}$  по формуле 9.22 и применяемого в 9.3.1.2 коэффициента  $\mu$ :

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \quad 9.22$$

где  $f_{xd1}$  — расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению), см. 7.3.10-7.3.14;

$\sigma_d$  — вводимое в расчет значение сжимающего напряжения в сечении стены, которое не должно превышать  $0,2f_d$ ;

(б) посредством расчета значения прочности сечения стены при изгибе  $M_{Rd}$  с применением формулы 9.2, в которой  $\Phi$  заменяют на  $\Phi_f$  с учетом сопротивления растяжению при изгибе  $f_{xd1}$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Данная часть настоящего пособия не содержит метода расчета  $\Phi_n$ , в котором применяют прочность на изгиб.

**9.3.1.5** При определении момента сопротивления стены с пилястрой выступающую длину полки, рассчитываемую от боковой грани пилястры, учитывают с наименьшим из следующих значений:

- $h/10$  - для укрепленных сверху и внизу стен;
- $h/5$  - для отдельно стоящих стен;
- половина расстояния между пилястрами,

где  $h$  - высота стены.

**9.3.1.6** Для двухслойных стен с воздушным слоем расчетное значение горизонтального усилия 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 их прочности (например,  $M_{Rd}$ ) или пропорционально жесткости. При учете жесткости по каждому слою стен производят проверку на расчетный момент  $M_{Ed}$ , воспринимаемый слоем.

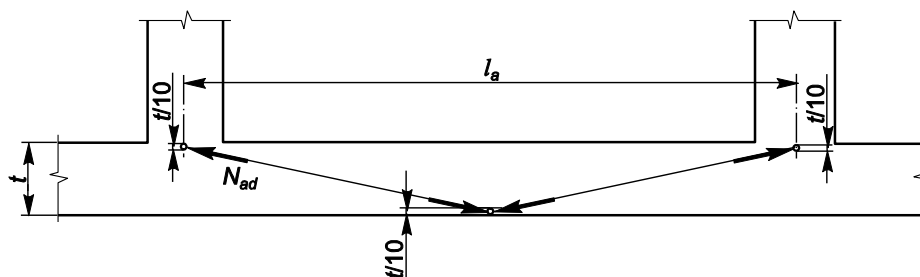
**9.3.1.7** Если стена ослаблена штрабами и выемками, размеры которых превышают предельные значения согласно 11.6, то это ослабление поперечного сечения учитывают при определении прочности стены, применяя толщину стены, уменьшенную в зоне выемок и штраб.

### 9.3.2 Стены при расчетной модели в виде арочных элементов

**9.3.2.1** В предельном состоянии по прочности возникающие вследствие горизонтальной расчетной нагрузки арочные усилия в стене должны быть менее или равны расчетным усилиям, воспринимаемым каменной кладкой при нагрузке на арку. Расчетные усилия, воспринимаемые опорой, должны быть больше действующих усилий вследствие горизонтальной расчетной нагрузки.

**9.3.2.2** Стену, возводимую с жестким соединением на опорах, которые могут воспринимать возникающий распор арки, допускается рассчитывать с условием, что в пределах толщины стены образуется горизонтальная или вертикальная арка.

**9.3.2.3** В основе расчета допускается применять расчетную модель трехшарнирной арки. Значения высоты сжатой части сечения каменной кладки на опорах стены и в среднем шарнире принимают равной 0,1 значения толщины стены, как показано на рисунке 9.7. При наличии штраб или пазов вблизи опорной линии арки следует принимать в расчет их влияние на прочность каменной кладки.



**Рисунок 9.7 Расчетная модель стены в виде арки при восприятии горизонтальных нагрузок**



**9.3.2.4** Распор арки определяют с учетом действующей горизонтальной нагрузки, прочности на сжатие каменной кладки, вида соединения между стеной и опорой, а также упругой деформации и зависящей от времени ползучести каменной кладки стены. В вертикальной плоскости распор арки может восприниматься усилиями от вертикальной нагрузки.

**9.3.2.5** Стрелу подъема арки рассчитывают по формуле

$$r = 0,9t - d_a \quad 9.23$$

где  $t$  — толщина стены; при этом следует принимать в расчет уменьшение толщины стены вследствие наличия швов и штраб;

$d_a$  — прогиб арки от горизонтальной расчетной нагрузки, который для стен с отношением длины к толщине стены не более 25, допускается принимать равным нулю.

**9.3.2.6** Максимальную расчетную прочность сечения при срезе (сдвиге) арки (максимальное расчетное значение распора, воспринимаемого кладкой арки) на 1 м длины стены  $N_{ad}$  определять по формуле

$$N_{ad} = 1,5f_d \cdot \frac{t}{10} \quad 9.24$$

при небольшом прогибе горизонтальную расчетную прочность получают по формуле

$$q_{lat,d} = f_d \cdot \left(\frac{t}{l_a}\right)^2 \quad 9.25$$

где  $N_{ad}$  — расчетное значение распора, воспринимаемого кладкой арки;

$q_{lat,d}$  — прочность стены из каменной кладки на 1 м<sup>2</sup> площади стены при действии горизонтальной нагрузки;

$t$  — толщина стены;

$f_d$  — расчетное сопротивление сжатию каменной кладки в направлении действия распора арки согласно 7.2;

$l_a$  — длина или высота стены между опорами, которые могут воспринимать распор арки.

Это предполагает, что:

- гидроизоляционные или другие слои с малым сопротивлением трения в стене могут передавать возникающие горизонтальные усилия;
- расчетное напряжение вследствие вертикальной нагрузки не менее 0,1 Н/мм<sup>2</sup>;
- гибкость не более 20.

### **9.3.3 Стены каменной кладки при действии ветровой нагрузки**

**9.3.3.1** Стены каменной кладки при действии ветровой нагрузки рассчитывают согласно 8.6.5, 9.3.1 и 9.3.2.

### **9.3.4 Стены каменной кладки при давлении грунта и воды**

**9.3.4.1** Стены каменной кладки при горизонтальном давлении грунта с или без вертикальных нагрузок рассчитывают согласно 8.6.5, 9.1.2, 9.3.1 и 9.3.2.

ПРИМЕЧАНИЕ Характеристическое сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в

плоскости, параллельной горизонтальному шву (по непереязанному сечению),  $f_{\text{хк1}}$  не учитывают при определении расчетных параметров стен, испытывающих горизонтальную нагрузку от давления грунта.

### **9.3.5 Стены каменной кладки при горизонтальной нагрузке вследствие аварийных воздействий**

**9.3.5.1** Стены, испытывающие нагрузку горизонтальными усилиями вследствие аварийных воздействий (за исключением землетрясений) (например, при взрыве газа), рассчитывают согласно 8.6.5, 9.1.2, 9.3.1 и 9.3.2.

### **9.4 Неармированные стены каменной кладки при комбинированной, вертикальной и горизонтальной нагрузках**

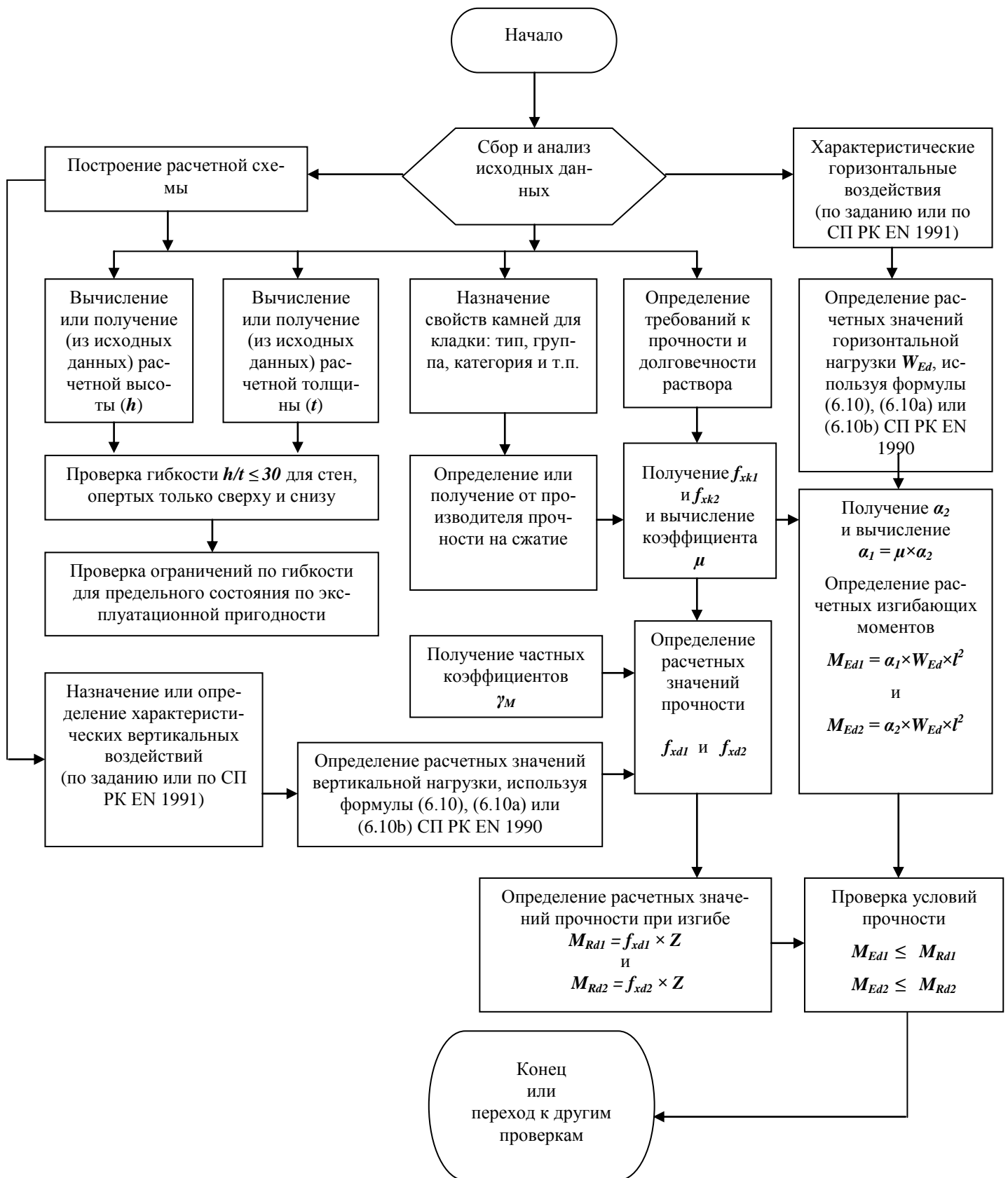
Принципиальная блок-схема (алгоритм) расчета неармированной каменной кладки на изгиб при горизонтальных и вертикальных воздействиях приведена на рисунке 9.8.

#### **9.4.1 Общие положения**

**9.4.1.1** Неармированные стены каменной кладки, которые испытывают как вертикальные, так и горизонтальные нагрузки, рассчитывают одним из указанных в 9.4.2, 9.4.3 или 9.4.4 методов.

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

**9.4.2.1** Комбинированную, вертикальную и горизонтальную нагрузки допускается учитывать путем применения основных эксцентриситетов вследствие горизонтальных нагрузок  $e_{hi}$  или  $e_{hm}$  согласно 9.1.2.2.1, (а) или (б). Ее определяют по формулам 9.4 и 9.6 и применяют при расчете коэффициента уменьшения  $\Phi$  в формуле 9.2.



**Рисунок 9.8** Принципиальная блок-схема (алгоритм) расчета неармированной каменной кладки на изгиб при горизонтальных и вертикальных воздействиях

### 9.4.3 Метод с применением повышенной прочности при изгибе

**9.4.3.1** В 9.3.1 при постоянно действующей вертикальной нагрузке допускается заменять расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению),  $f_{xd1}$  на повышенное расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению),  $f_{xd1,app}$  и применять это значение для расчета в данном разделе.

### 9.4.4 Метод с применением эквивалентных чисел распределения моментов

**9.4.4.1** Эквивалентные изгибающие моменты допускается определять для комбинированного расчета вертикальной и горизонтальной нагрузки из сочетания 9.4.2 и 9.4.3. В 9.4.5 приведен метод расчета с применением коэффициента изгибающего момента  $\alpha$ , согласно 8.6.5, для учета вертикальных и горизонтальных нагрузок.

### 9.4.5 Учет поперечных нагрузок на стены с трехсторонним или четырехсторонним опиранием при комбинированной нагрузке

**9.4.5.1** Принимают условие, что стена испытывает горизонтальную нагрузку, действующую перпендикулярно плоскости стены, а также внецентренно прилагаемые вертикальные нагрузки.

ПРИМЕЧАНИЕ Момент в оголовке стены (вызванный эксцентриситетом вертикальной нагрузки) допускается распределять на внутренний и внешний слои двухслойной стены с воздушным слоем, если оба слоя взаимодействуют через соответствующие связи (анкерные устройства).

**9.4.5.2** Если стена является частью многослойной стены с воздушным слоем, то горизонтальную нагрузку, действующую перпендикулярно плоскости, допускается распределять на оба слоя (см. 9.3.1.6).

**9.4.5.3** Вертикальные нагрузки над проемами распределяют на простенки.

**9.4.5.4** Горизонтальную нагрузку, действующую на стену перпендикулярно плоскости, для контроля согласно 9.1 допускается уменьшить с применением коэффициента  $k$  по формуле

$$k = 8\mu\alpha_i \cdot \frac{l^2}{h^2} \quad 9.26$$

ПРИМЕЧАНИЕ  $k$  — репрезентативный коэффициент отношения прочности вертикально напряженной стены к прочности при действии горизонтальной нагрузки, вычисленный по фактической площади сечения стены (необходимо учитывать возможные боковые опоры).

При этом:

$\alpha_i$  — коэффициент изгибающего момента ( $\alpha_1, \alpha_2$ ), определенный с учетом степени закрепления стены по краям согласно 8.6.5;

$\mu$  — коэффициент отношения значений прочности каменной кладки при расчете прочности моментов на изгиб, при действии моментов в двух ортогональных направлениях;

$h$  — высота стены;

$l$  — длина стены.

## 9.5 Анкеры (связевые устройства)

**9.5.1** В расчете прочности анкеров (связей) необходимо учитывать следующие условия:

- разницу деформации между соединенными элементами конструкции, как, например, в облицовочном слое и в каменной кладке внутренней версты вследствие перепада температур, изменения влажности и воздействий;
- горизонтальную ветровую нагрузку;
- усилия от взаимодействия обоих слоев двухслойной стены с воздушным слоем.

**9.5.2** При определении прочности анкеров (связей) следует учитывать отклонения формы и любые воздействия на материал, включая опасность хрупкого разрушения из-за многократной деформации во время и после исполнения работ.

**9.5.3** Если стены, особенно двухслойные с воздушным слоем, подвергаются ветровым нагрузкам, то анкеры (связи), соединяющие оба слоя, должны быть в состоянии передавать ветровые нагрузки от нагруженного слоя на другой слой, на каменную кладку без облицовки или на пилястру.

**9.5.4** Минимальное количество анкеров (связей) на единицу площади стены  $n_t$  определяют по формуле 9.27, при этом количество анкеров (связей) должно быть не менее установленного в 11.5.2.2.

$$n_t \geq \frac{W_{Ed}}{F_d} \quad 9.27$$

где  $W_{Ed}$  — расчетное значение передаваемой горизонтальной (поперечной) нагрузки на единицу площади стены;

$F_d$  — расчетное значение прочности анкера (связевого элемента) при сжимающем и растягивающем усилиях в применяемом расчетном случае.

ПРИМЕЧАНИЕ В EN 845-1 установлено требование, согласно которому изготовитель указывает расчетное значение прочности анкеров (связей). Это значение делят на  $\gamma_M$ .

ПРИМЕЧАНИЕ Выбор анкеров (связей) осуществляют таким образом, чтобы незначительные смещения между слоями не вызывали повреждений.

**9.5.5** В случае двухслойной стены с декоративным слоем значение  $W_{Ed}$  рассчитывают таким образом, чтобы анкеры (связи) передавали всю горизонтальную ветровую нагрузку, воздействующую на декоративный слой, на находящуюся за ним опорную конструкцию.

## 9.6 Армированные элементы конструкции каменной кладки при изгибе, изгибе с внецентренным и центральным сжатием

### 9.6.1 Общие положения

**9.6.1.1** Расчет армированных элементов конструкции каменной кладки при изгибе, изгибе и продольном усилии или продольном усилии производят с учетом следующих условий:

- сохранение плоскостности поперечных сечений;
- арматура деформируется как прилегающая каменная кладка;
- прочность при растяжении каменной кладки равна нулю;
- максимальные относительные деформации каменной кладки при сжимающей

нагрузке принимают соответственно строительному материалу;

- максимальные относительные деформации стали при растягивающей нагрузке принимают соответственно строительному материалу;

- диаграмму деформирования каменной кладки принимают как параболическую, параболически-линейную или прямоугольную (см. 7.5.1);

- диаграмма деформирования стали — согласно СП РК EN 1992-1-1;

- предельное значение относительной деформации каменной кладки при сжатии для крайней наиболее сжатой грани сечения при внецентренном сжатии составляет максимум  $\varepsilon_{mi} = -0,0035$  для камней (блоков) группы 1 и  $\varepsilon_{mi} = -0,002$  — для камней (блоков) групп 2, 3 и 4 (см. рисунок 7.6).

**9.6.1.2** Показатели деформации бетона для заполнения одинаковы с показателями заполняемой каменной кладки.

**9.6.1.3** Расчетный блок при сжимающей нагрузке допускается принимать для каменной кладки и бетона согласно рисунку 7.6. При этом  $f_d$  является расчетным сопротивлением сжатию каменной кладки в направлении действующей нагрузки или продольной оси усиливающего бетонного элемента.

**9.6.1.4** Если в зоне сжатия имеется каменная кладка и бетон для заполнения, то прочность на сжатие рассчитывают по приведенному сечению с расчетным сопротивлением самого слабого материала.

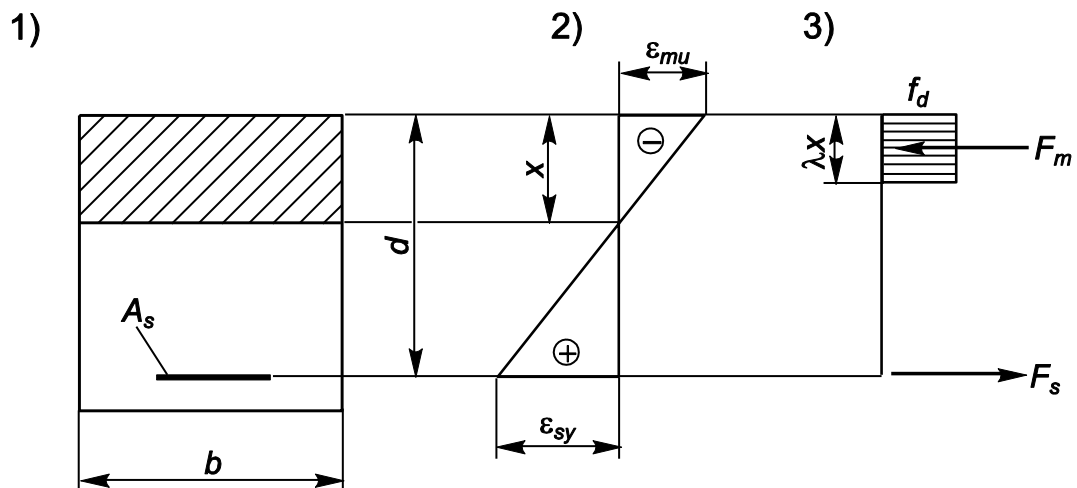
## **9.6.2 Расчет армированных элементов конструкции каменной кладки на изгиб и/или при продольном усилии**

**9.6.2.1** В предельном состоянии по прочности расчетное значение усилия  $E_d$ , действующего на армированный строительный элемент каменной кладки, должно быть менее или равно расчетному значению прочности элемента конструкции  $R_d$ :

$$E_d \leq R_d \quad 9.28$$

**9.6.2.2** Расчет производят согласно условиям, указанным в 9.1.1. Относительную деформацию при растяжении арматуры  $\varepsilon_s$  следует ограничивать значением 0,01.

**9.6.2.3** При определении изгибающего момента, воспринимаемого сечением, упрощенно можно исходить из прямоугольной эпюры напряжений в сжатой части сечения, как показано на рисунке 9.9.



1 — сечение; 2 — эпюра деформаций;  
3 — расчетная схема внутренних усилий в сечении

**Рисунок 9.9 Расчетная схема деформаций и усилий в сечении изгибаемого элемента**

**9.6.2.4** Для армированного прямоугольного сечения при чистом изгибе прочность сечения  $M_{Rd}$  допускается рассчитывать следующим образом:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z \quad 9.29$$

В этом случае на основании показанного на рисунке 9.9 упрощения плечо внутренней пары сил в сечении изгибаемого армокаменного элемента  $z$ , при условии, что в поперечном сечении одновременно достигается максимальное растягивающее и сжимающее усилие, допускается определить следующим образом:

$$z = d \left( 1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \leq 0,95d \quad 9.30$$

где  $b$  — ширина поперечного сечения;

$d$  — рабочая высота поперечного сечения;

$A_s$  — площадь поперечного сечения продольной растянутой арматуры;

$f_d$  — меньшее из значений расчетного сопротивления сжатию каменной кладки в направлении нагрузки согласно 7.2.1 и 7.2.3-7.2.10 и расчетного сопротивления на сжатие бетона для заполнения согласно 7.2.1 и 6.10;

$f_{yd}$  — расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры при растяжении.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Специальный случай изгиба консолей с армированной каменной кладкой — см. 9.6.2.5.

**9.6.2.5** При определении прочности сечения при действии изгибающего момента  $M_{Rd}$  элемента каменной кладки расчетное сопротивление сжатию  $f_d$  на рисунке 9.9 допускается принимать на отрезке  $\lambda_x$ , измеренном от сжатой грани сечения. Прочность сечения при действии изгибающего момента  $M_{Rd}$  должна быть:

$$M_{Rd} \leq 0,4f_d b d^2 \quad \text{— для камней (блоков) группы 1,} \quad 9.31$$

кроме блоков из легкого бетона

и

$$M_{Rd} \leq 0,3f_d b d^2 \quad \text{— для камней (блоков) групп 2, 3} \quad 9.32$$

и 4 и блоков из легкого бетона группы 1,

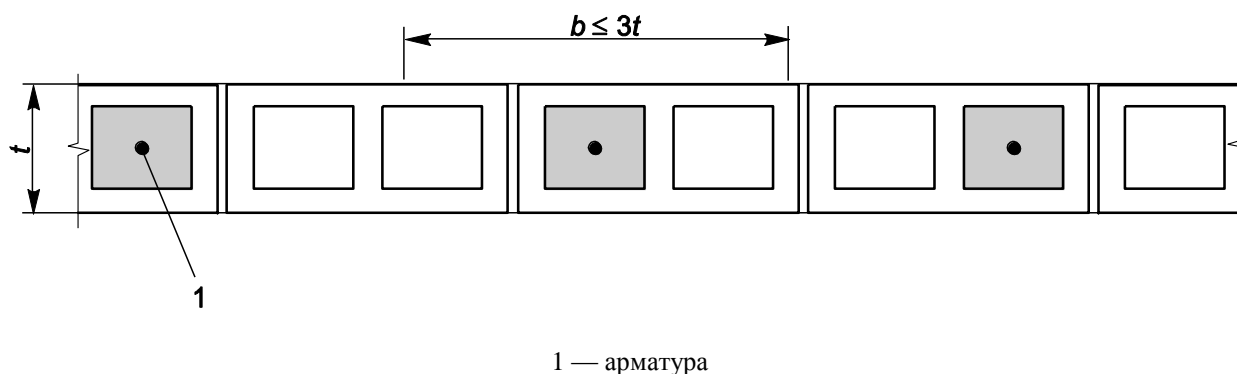
где  $f_d$  — расчетное сопротивление сжатию каменной кладки в соответствующем направлении;

$b$  — ширина поперечного сечения;

$d$  — рабочая высота поперечного сечения;

$x$  — высота сжатой зоны сечения.

**9.6.2.6** Если в сечении арматура локально сосредоточена так, что строительный элемент нельзя рассматривать как элемент с непрерывным армированием, то при расчете армокаменного сечения следует принимать участок стены с шириной не более трехкратной толщины каменной кладки (рисунок 9.10).



**Рисунок 9.10 Ширина поперечного сечения в армокаменных элементах с локально сосредоточенной арматурой**

**9.6.2.7** Армированные элементы конструкции каменной кладки с принятым согласно 8.6.1.4 значением гибкости более 12 рассчитывают по принципам и правилам применения для неармированной каменной кладки согласно 9.1. В этом случае эффекты теории второго порядка учитывают посредством дополнительного расчетного момента  $M_{ad}$ :

$$M_{ad} = \frac{N_{ed} h_{ef}^2}{2000t} \quad 9.33$$

где  $N_{ed}$  — расчетное значение от действующей вертикальной нагрузки;

$h_{ef}$  — расчетная (эффективная) высота элемента конструкции;

$t$  — толщина элемента конструкции каменной кладки.

**9.6.2.8** Армированные элементы конструкции каменной кладки при действии поперечной нагрузки (изгибающих моментов) с малым продольным усилием допускается рас-



считывать чисто на изгиб, если расчетное напряжение сжатия от расчетных вертикальных (продольных) нагрузок:

$$\sigma_d \leq 0,3f_d \quad 9.34$$

где  $f_d$  — расчетное сопротивление сжатию каменной кладки в соответствующем направлении.

**9.6.2.9** Если в стенах с арматурными сетками в горизонтальных швах, служащими для повышения прочности кладки опорных зон при нагрузке от плит, для определения коэффициента изгибающего момента  $\alpha$  (см. 8.6.5) учитывают прочность арматуры горизонтальных швов при работе пояса кладки на изгиб, то допускается применять повышенное расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению),  $f_{xd2,app}$  посредством приравнивания воспринимаемого изгибающего момента армированной зоны горизонтальных швов с неармированной зоной такой же толщины по формуле 9.35.

$$f_{xd2,app} = \frac{6A_s f_{yd} z}{t^2} \quad 9.35$$

где  $f_{yd}$  — расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры горизонтальных швов;

$A_s$  — площадь поперечного сечения растянутой арматуры горизонтальных швов на 1 м;

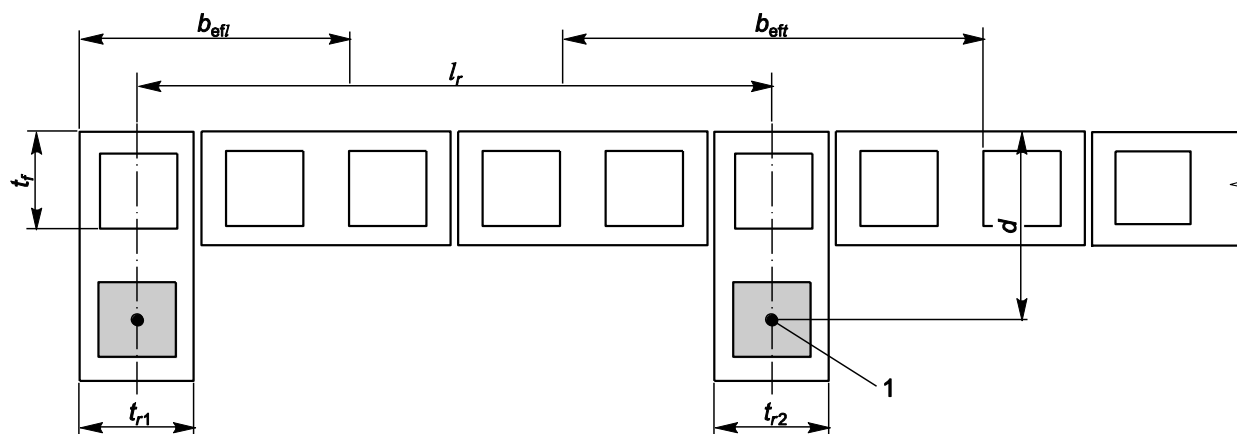
$t$  — толщина стены;

$z$  — плечо внутренней пары сил в сечении изгибаемого армокаменного элемента  $z$  согласно формуле 9.30.

### 9.6.3 Составные армированные элементы в виде ребристых плит

**9.6.3.1** Если арматура в сечении локально сосредоточена таким образом, что строительный элемент можно рассматривать как ребристую плиту, например, в форме Т или L (рисунок 9.11), то принимают толщину полки  $t_f$ , равную толщине каменной кладки, но не более  $0,5d$ . В этом случае  $d$  является рабочей высотой поперечного сечения элемента конструкции. Каменную кладку, расположенную между элементами с сосредоточенной арматурой, проверяют на достаточную прочность.

$$b_{eff} = \text{мин. от} \begin{cases} t_{r1} + 6t_f \\ l_r/2 \\ h/6 \\ \text{фактической} \\ \text{плиты} \end{cases} \quad \text{ширины} \quad b_{eff} = \text{мин. от} \begin{cases} t_{r2} + 12t_f \\ l_r \\ h/3 \\ \text{фактической} \\ \text{плиты} \end{cases} \quad \text{ширины плит}$$



1 — арматура

**Рисунок 9.11 Определение ширины полок Т и L-образных сечений армокаменных элементов с сосредоточенным армированием**

где  $b_{effl}$  — эффективная ширина полки L-образного поперечного сечения;  
 $b_{efft}$  — эффективная ширина полки таврового поперечного сечения;  
 $h$  — высота в свету стены каменной кладки;  
 $l_r$  — расстояние между пилястрами (элементами армокаменной кладки) со сосредоточенным продольным армированием;  
 $t_f$  — толщина полки;  
 $t_{ri}$  — ширина  $i$ -й пилястры.

**9.6.3.2** В качестве вводимой в расчет ширины полки  $b_{ef}$  применяют минимальное из следующих значений:

- (а) Для сечений в форме Т:
- фактическая ширина полки;
  - ширина пилястры или усиливающей стены плюс 12-кратное значение толщины плиты (стены между пилястрами);
  - расстояние между пилястрами или усиливающими стенами;
  - 1/3 высоты стены.
- (б) Для сечений в форме L:
- фактическая ширина полки;
  - ширина пилястры или усиливающей стены плюс шестикратное значение толщины плиты (стены между пилястрами);
  - половина расстояния между пилястрами или усиливающими стенами;
  - 1/6 высоты стены.

**9.6.3.3** Для ребристых плит прочность сечения при изгибе элемента армокаменной конструкции  $M_{Rd}$  можно рассчитывать по формуле 9.29. Однако она должна быть:

$$M_{Rd} \leq f_d b_{ef} t_f (d - 0,5 t_f) \quad 9.36$$

где  $f_d$  — расчетное сопротивление сжатию каменной кладки согласно 7.2 в соответствующем направлении;  
 $d$  — рабочая высота поперечного сечения;

$t_f$  — толщина полки в соответствии с требованиями 9.6.3.1 и 9.6.3.2;

$b_{ef}$  — эффективная ширина полки в соответствии с требованиями 9.6.3.1 и 9.6.3.2.

#### 9.6.4 Высокие балки (участки стен)

**9.6.4.1** Для участков стен, воспринимающих поперечные нагрузки, как высокие балки, прочность сечения при изгибе элемента армокаменной конструкции  $M_{Rd}$  допускается определять по формуле 9.29,

где  $A_s$  — площадь поперечного сечения растянутой арматуры в нижней (растянутой) части сечения балки;

$f_{yd}$  — расчетное сопротивление арматуры;

$z$  — плечо внутренней пары сил в сечении изгибаемого армокаменного элемента, причем принимают меньшее из двух следующих значений:

$$z = 0,7l_{ef} \quad 9.37$$

или

$$z = 0,4h + 0,2l_{ef} \quad 9.38$$

здесь  $l_{ef}$  — расчетный (эффективный) пролет балки;

$h$  — расчетная высота высокой балки (участка стены).

**9.6.4.2** Прочность сечения при изгибе элемента армокаменной конструкции  $M_{Rd}$  должна быть:

$$M_{Rd} \leq 0,4f_d b d^2 \quad \text{— для камней (блоков) группы 1,} \quad 9.39$$

кроме блоков из легкого бетона

и

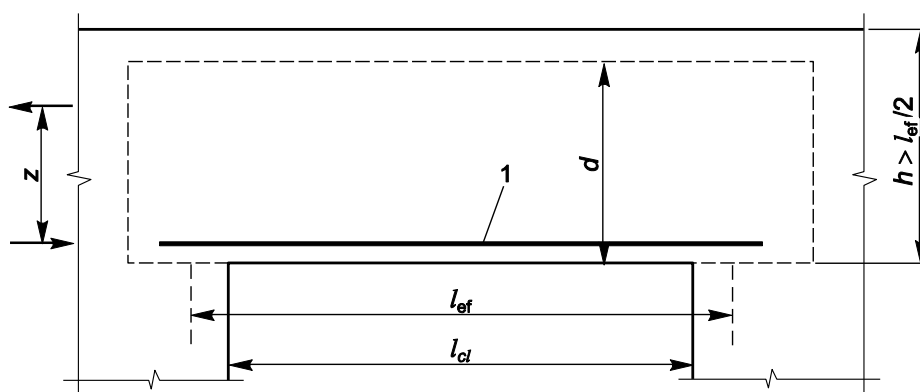
$$M_{Rd} \leq 0,3f_d b d^2 \quad \text{— для камней (блоков) групп 2, 3} \quad 9.40$$

и 4 и блоков из легкого бетона группы 1,

где  $b$  — ширина участка стены;

$d$  — рабочая высота поперечного сечения, которую допускается принять равной  $1,3z$ ;

$f_d$  — меньшее из значений расчетного сопротивления сжатию каменной кладки в направлении нагрузки согласно 7.2 и расчетного сопротивления сжатию бетона для заполнения согласно п. 7.2.1 и 6.10.



1 — арматура

**Рисунок 9.12 Расчетная модель высокой балки (участка стены)**

**9.6.4.3** Для ограничения ширины раскрытия трещин в нижней (растянутой) части сечения, над основной арматурой на высоту от низа балки  $0,5l_{ef}$  или  $0,5d$  (по меньшему из значений) (см. 11.2.3.3 и рисунок 9.12) укладывают в горизонтальные швы дополнительную арматуру.

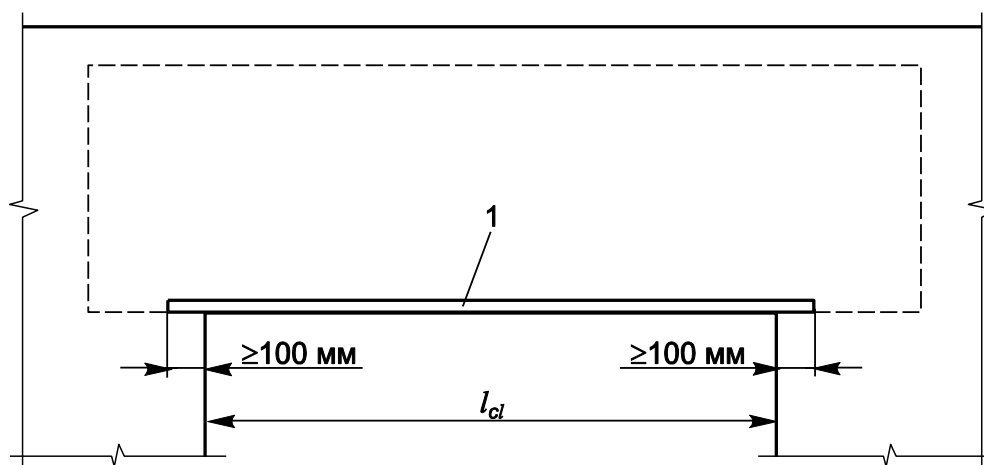
**9.6.4.4** Арматурная сталь — без стыков или тщательно состыкованная — должна проходить на всю длину расчетного (эффективного) пролета  $l_{ef}$  с анкерами на концах при обеспечении длины анкеровки согласно 11.2.5.

**9.6.4.5** Для стен без дополнительного усиления прочность при продольном изгибе сжатой зоны участка стены рассчитывают методом, применяемым для вертикально нагруженных стен согласно 9.1.2.

**9.6.4.6** Проверяют прочность стены на вертикальные усилия, действующие вблизи опоры.

### **9.6.5 Плоские перемычки**

**9.6.5.1** Для армированных железобетонных, в том числе предварительно напряженных сборных перемычек, взаимодействующих в соединении с находящейся над ними каменной кладкой, образуя при этом растянутый пояс, жесткость которых по сравнению с жесткостью каменной кладки мала, расчет допускается производить по правилам, указанным в 9.6.4. В этом случае проверяют длину опор перемычки по обе стороны от проема посредством расчета анкерного крепления и прочность опоры. Длина опоры должна быть не менее 100 мм (рисунок 9.13).



1 — сборная плоская перемычка

**Рисунок 9.13 Плоская железобетонная перемычка в качестве стеновой опоры с расположенной над ней каменной кладкой**

## 9.7 Элементы конструкции каменной кладки при действии поперечной силы

### 9.7.1 Общие положения

**9.7.1.1** В предельном состоянии по прочности расчетное значение поперечной силы от действующих нагрузок и усилий  $V_{Ed}$  должно быть менее или равным прочности расчетного сечения стены из каменной кладки при действии поперечной силы неармированного элемента конструкции каменной кладки  $V_{Rd1}$ :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad 9.41$$

**9.7.1.2** Прочность расчетного сечения стены из каменной кладки при действии поперечной силы  $V_{Rd}$  допускается рассчитывать при условиях:

- имеющуюся поперечную арматуру, работающую на восприятие усилий от поперечной силы, не учитывают, если коэффициент армирования менее минимального согласно 11.2.3.5,

или

- имеющуюся поперечную арматуру учитывают, если коэффициент армирования равен или более минимального значения.

**9.7.1.3** При действии поперечной силы необходимо учитывать влияние бетона на прочность расчетного сечения стены армированных элементов конструкции каменной кладки. Если прочность при действии поперечной силы значительно увеличивается вследствие работы железобетонного сечения, то прочность каменной кладки не учитывают и расчет производят согласно СП РК EN 1992-1-1.

### 9.7.2 Расчет армированных элементов конструкции каменной кладки на горизонтальные нагрузки в плоскости стены

**9.7.2.1** Для стен каменной кладки с вертикальным армированием, в которых не учитывают арматуру, работающую на восприятие усилий от поперечной силы, расчет производят следующим образом:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad 9.42$$

где  $V_{Rd1}$  — прочность расчетного сечения стены из кладки при действии поперечной силы, полученная по формуле

$$V_{Rd1} = f_{vd} t l \quad 9.43$$

здесь  $f_{vd}$  — меньшее значение из расчетного сопротивления срезу (сдвигу) каменной кладки согласно 7.2 и бетона для заполнения согласно 7.2.1 и 6.10;

$t$  — толщина стены;

$l$  — длина расчетного участка стены.

ПРИМЕЧАНИЕ При необходимости, для определения значения  $V_{Rd1}$  допускается применять повышенное расчетное сопротивление сдвигу каменной кладки  $f_{vd}$  вследствие имеющейся вертикальной арматуры.

**9.7.2.2** Для армированных стен каменной кладки, имеющих вертикальную арматуру, и при учете работающей на сдвиг поперечной (горизонтальной) арматуры расчет производят следующим образом:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad 9.44$$

где  $V_{Rd1}$  — по формуле 9.43;

$V_{Rd2}$  — расчетное значение поперечной силы, воспринимаемое сечением за счет работы поперечной (горизонтальной) арматуры, полученное по формуле

$$V_{Rd2} = 0,9 A_{sw} f_{yd} \quad 9.45$$

здесь  $A_{sw}$  — общая площадь сечения поперечной (горизонтальной) арматуры, работающей на сдвиг, в рассматриваемой зоне стены;

$f_{yd}$  — расчетное сопротивление ненапрягаемой арматурной стали.

**9.7.2.3** Если учитывают арматуру, работающую на сдвиг, необходимо проверить условие

$$\frac{V_{Rd1} + V_{Rd2}}{t l} \leq 2,0 \text{ Н/мм}^2 \quad 9.46$$

где  $t$  — толщина стены;

$l$  — длина или высота стены.

### 9.7.3 Расчет армированных балок из каменной кладки при действии поперечной силы

**9.7.3.1** Для балок из армированной каменной кладки, в которых не учитывают имеющуюся арматуру, работающую на сдвиг, необходимо, чтобы выполнялось условие

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad 9.47$$

где  $V_{Rd1}$  — определяют по формуле

$$V_{Rd1} = f_{vd} b d \quad 9.48$$

здесь  $f_{vd}$  — меньшее значение из расчетного сопротивления срезу (сдвигу) каменной кладки согласно 7.2 и бетона для заполнения согласно 7.2.1 и 6.10;

$b$  — минимальная ширина балки, вводимая в расчет на действие поперечной силы;

$d$  — рабочая высота поперечного сечения.

ПРИМЕЧАНИЕ При необходимости, при определении значения  $V_{Rd1}$  допускается применять повышенное расчетное значение расчетного сопротивления каменной кладки на сдвиг  $f_{vd}$  с учетом имеющейся вертикальной арматуры (приложение Г).

**9.7.3.2** В сечении на расстоянии  $a_x$  от грани опоры значение  $f_{vd}$  при определении  $V_{Rd1}$  допускается увеличить на следующий коэффициент:

$$\frac{2d}{a_x} \leq 4 \quad 9.49$$

при условии, что увеличенное значение  $f_{vd}$  не более  $0,3 \text{ Н/мм}^2$ ,

где  $d$  — рабочая высота поперечного сечения балки;

$a_x$  — расстояние от лицевой поверхности опоры до рассматриваемого сечения.

ПРИМЕЧАНИЕ См. приложение Г.

**9.7.3.3** Для балок из армированной каменной кладки, в которых необходимо учитывать имеющуюся арматуру, работающую на сдвиг, проверяют условие

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad 9.50$$

где  $V_{Rd1}$  — по формуле 9.49;

$V_{Rd2}$  — по формуле

$$V_{Rd2} = 0,9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}(1 + \cot\alpha)\sin\alpha \quad 9.51$$

здесь  $d$  — рабочая высота поперечного сечения балки;

$A_{sw}$  — площадь сечения поперечной арматуры (хомутов), установленной в одной плоскости и работающей на сдвиг;

$s$  — расстояние между поперечной арматурой (хомутами);

$\alpha$  — угол наклона поперечной арматуры (хомутов), работающей на сдвиг, относительно оси балки, от  $45^\circ$  до  $90^\circ$ ;

$f_{yd}$  — расчетное сопротивление арматурной стали.

**9.7.3.4** Необходимо проверить следующее условие:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,25f_d b d \quad 9.52$$

где  $f_d$  — меньшее из значений расчетного сопротивления сжатию каменной кладки в направлении нагрузки согласно 7.2 и расчетного сопротивления сжатию бетона для заполнения согласно 7.2.1 и 6.10;

$b$  — минимальная ширина балки, вводимая в расчет на действие поперечной силы;

$d$  — рабочая высота поперечного сечения балки.

#### **9.7.4 Расчет высоких балок (участков стен) при действии поперечной силы**

**9.7.4.1** Расчет производят согласно 9.7.3. Для этого принимают расчетное значение поперечной силы  $V_{Ed}$  по грани опоры и  $d = 1,3z$  в качестве рабочей высоты поперечного сечения балки.

### **9.8 Предварительно напряженная каменная кладка**

#### **9.8.1 Общие положения**

**9.8.1.1** Расчет предварительно напряженных элементов конструкции из каменной кладки производят на базе основных правил СП РК EN 1992-1-1. Кроме этого, должны выполняться требования, предъявляемые к определению расчетных параметров и к показателям строительных материалов, как указано в разделах 6, 8 и 9.

**9.8.1.2** Общие принципы проектирования, расчета и определения расчетных параметров применимы к предварительно напряженным элементам в определенной последовательности.

**ПРИМЕЧАНИЕ** При расчете сначала проверяют предельное состояние по пригодности к нормальной эксплуатации при действии изгибающего момента и затем по предельному состоянию по прочности при действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.

**9.8.1.3** Для исключения отказа предварительно напрягаемых арматурных элементов начальное усилие предварительного напряжения ограничивают характеристическим значением прочности предварительно напряженных арматурных элементов.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для нагрузок применяют частный коэффициент согласно требованиям, установленным в СП РК EN 1990 для усилий предварительного напряжения и потерь.

**9.8.1.4** Напряжения в элементах упорных закладных деталей и разрыв анкерных соединений под воздействием усилий предварительного напряжения ограничивают таким образом, чтобы отказ в этих местах был исключен. Местные напряжения в анкерных устройствах могут быть ограничены включением в расчет зоны анкеровки предварительно напряженной арматуры усилий от внешних воздействий (продольных и срезающих усилий), действующих параллельно или перпендикулярно горизонтальным швам. При определении расчетных параметров анкерного крепления следует учитывать ограничение усилий поперечного растяжения кладки. Возникновение растягивающих напряжений в каменной кладке не допускается.

**9.8.1.5** При определении расчетных параметров следует учитывать возможные потери усилия предварительного напряжения, создавая усилие предварительного напряжения с запасом.

**9.8.1.6** Потери усилия предварительного напряжения возникают из комплекса различных воздействий:

- релаксация напряжений предварительно напряженных арматурных элементов;
- упругие деформации каменной кладки;
- влажностные деформации каменной кладки;
- ползучесть каменной кладки;
- проскальзывание в анкерных устройствах (деформации анкеров);
- влияние трения о поверхность каменной кладки (бетона) и об огибающие приспособления;
- влияние перепада температур.



## 9.8.2 Расчет элементов конструкции

**9.8.2.1** В основу определения расчетных параметров предварительно напряженных элементов конструкции каменной кладки при действии изгибающего момента положены следующие условия:

- сохранение плоскостности сечений в каменной кладке;
- линейная (прямоугольная) эпюра напряжений в сжатой части сечения с напряжением менее или равным  $f_d$ ;
- предельное значение относительной деформации каменной кладки при сжимающей нагрузке 0,0035 — для камней (блоков) группы 1 и 0,002 — для камней (блоков) групп 2, 3 и 4;
- прочность при растяжении каменной кладки не учитывают;
- предварительно напряженные элементы и другая арматура в соединении имеют такие же удлинения, что и примыкающая каменная кладка;
- напряжения в предварительно напряженных элементах и другой арматуре получают из соответствующих диаграмм деформирования арматуры;
- рабочую высоту поперечного сечения в предварительно напряженных элементах без сцепления арматуры с каменной кладкой (бетоном) определяют с учетом свободной деформации в кладке предварительно напряженных элементов.

**9.8.2.2** Прочность предварительно напряженных элементов конструкции каменной кладки рассчитывают на основании соответствующей теории, которая учитывает все параметры показателей материала и условия теории II порядка.

**9.8.2.3** В случаях, когда усилия предварительного напряжения учитывают как внешние воздействия (усилия), применяют частные коэффициенты безопасности согласно СП РК EN 1992-1-1.

**9.8.2.4** Для строительных элементов с полным прямоугольным сечением с продольной вертикальной нагрузкой допускается применять метод расчета для неармированной каменной стены согласно 9.1.2. При других сечениях следует учитывать геометрию. При расчете прочности центрально сжатых элементов с учетом эффективной гибкости может потребоваться ограничение предварительного напряжения элемента конструкции.

**9.8.2.5** Прочность сечений при действии поперечной силы и усилий сдвига должна быть более расчетных значений этих усилий от внешних воздействий.

## 9.9 Комплексные конструкции

### 9.9.1 Общие положения

**9.9.1.1** Проектирование, расчет и определение расчетных параметров комплексной конструкции производят по тем же основным принципам, которые распространяются на неармированные и армированные элементы конструкций каменной кладки.

### 9.9.2 Расчет элементов конструкции

**9.9.2.1** При расчете комплексной конструкции при действии изгибающего момента и/или продольных усилий применяют те же условия, которые указаны в настоящем пособии для армированной каменной кладки. При определении расчетного значения прочности сечения при изгибе для сжатой части сечения допускается принимать только прямоугольную эпюру напряжений с величиной, равной расчетному сопротивлению сжатию

каменной кладки. Арматуру, расположенную в сжатой части сечения, в расчетах не учитывают.

**9.9.2.2** При определении расчетных параметров элементов каменной кладки в обойме при действии поперечной силы (усилий сдвига) определяют прочность конструкции как сумму прочности при действии поперечной силы (сдвиге) каменной кладки и бетона обоймы. Для расчета прочности при сдвиге каменной кладки применяют правила, как для неармированной кладки при действии поперечной силы (сдвига). В этом случае  $l_c$  является длиной элемента конструкции кладки. Арматуру обоймы не учитывают.

**9.9.2.3** При определении расчетных параметров элементов каменной кладки в обойме при действии изгибающего момента от горизонтальных усилий принимают такие же условия, что и для армированной и неармированной каменной кладки. Следует учитывать влияние армирования обоймы.

## 9.10 Упрощенные методы расчета для стен из неармированных каменных конструкций

### 9.10.1 Упрощенный метод расчета для стен, подверженных воздействиям вертикальной и ветровой нагрузок

#### 9.10.1.1 Общие условия применения

**9.10.1.1.1** Для использования упрощенного метода должны быть соблюдены следующие условия:

- высота здания над уровнем земли не должна превышать  $h_m$ ; для зданий со скатной крышей высоту определяют как среднюю высоту  $h_a$ , указанную на рисунке 9.14;

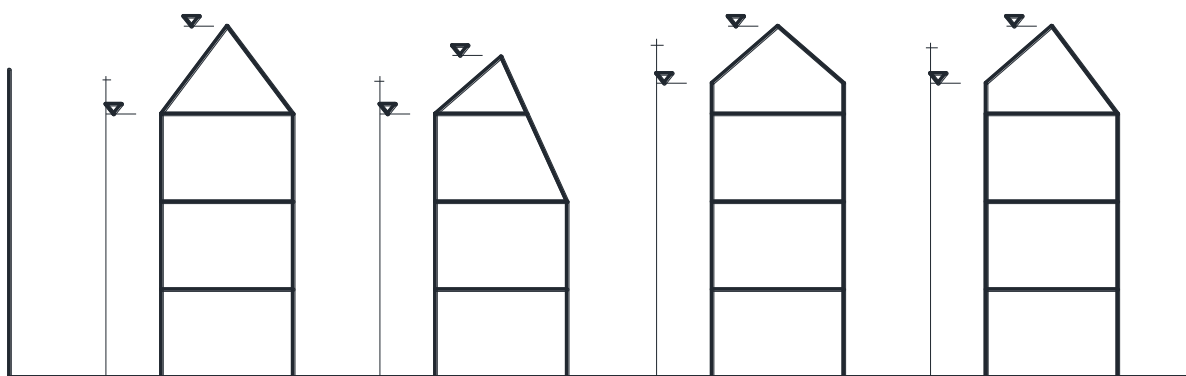


Рисунок 9.14 Определение средней высоты

ПРИМЕЧАНИЕ Численные значения обозначения  $h_m$  для использования в стране приведены ниже:

Класс	1	2	3
$h_m$	20 м	16 м	12 м

- длина пролета перекрытия, поддерживаемого стенами, не должна превышать 7,0 м;
- длина пролета крыши, поддерживаемой стенами, не должна превышать 7,0 м, за исключением легкой кровельной конструкции из стропильных ферм, у которых длина пролета не должна превышать 14,0 м;
- высота этажа в свету не должна превышать 3,2 м, если общая высота здания не превышает 7,0 м; при превышении — высота в свету нижнего этажа может составлять 4,0 м;
- собственные значения переменных воздействий на перекрытия и конструкции крыши не должны превышать 5,0 кН/м<sup>2</sup>;
- стены защемлены конструкциями перекрытий и крыши в горизонтальном направлении под прямыми углами к плоскости стены, либо перекрытиями и крышей, либо соответствующими способами, например кольцевыми балками с соответствующей жесткостью согласно 11.5.1.1;
- стены вертикально выровнены по всей высоте;
- перекрытия и конструкции крыши опираются, по меньшей мере, на 0,4*t* толщины стены, но не менее чем на 75 мм;
- коэффициент ползучести кладки  $\phi_{\infty}$  не превышает 2,0;
- толщину стены и прочность при сжатии кладки проверяют на уровне каждого этажа, если данные переменные параметры не являются одинаковыми на всех этажах.

ПРИМЕЧАНИЕ Упрощенный метод расчета, применяемый к зданиям, по высоте не превышающим три этажа, приведен в 9.10.7.

### 9.10.1.2 Дополнительные условия применения

**9.10.1.2.1** Для стен, являющихся крайними опорами перекрытий (рисунок 9.15), упрощенный метод расчета, приведенный в 9.10.1.3, применяют только тогда, когда длина пролета перекрытия  $l_f$  не превышает:

$$7,0 \text{ м, когда } N_{Ed} \leq k_G t b f_d, \quad (9.53a)$$

$$\text{или менее } 4,5 + 10t \text{ (м) и } 7,0 \text{ м, когда } f_d > 2,5 \text{ Н/мм}^2, \quad (9.53б)$$

$$\text{или менее } 4,5 + 10t \text{ (м) и } 6,0 \text{ м, когда } f_d \leq 2,5 \text{ Н/мм}^2, \quad (9.53в)$$

где  $N_{Ed}$  — расчетное значение усилия от действующей вертикальной нагрузки на рассматриваемом уровне;

$T$  — фактическая толщина стены или несущего нагрузку слоя многослойной (полый) стены, являющейся крайней опорой, м;

$b$  — расчетная ширина, на которой действует полезная вертикальная нагрузка;

$f_d$  — расчетное сопротивление сжатию каменной кладки;

$k_G$  — 0,2 для элементов кладки группы 1; — 0,1 для элементов кладки группы 2, группы 3 и группы 4.

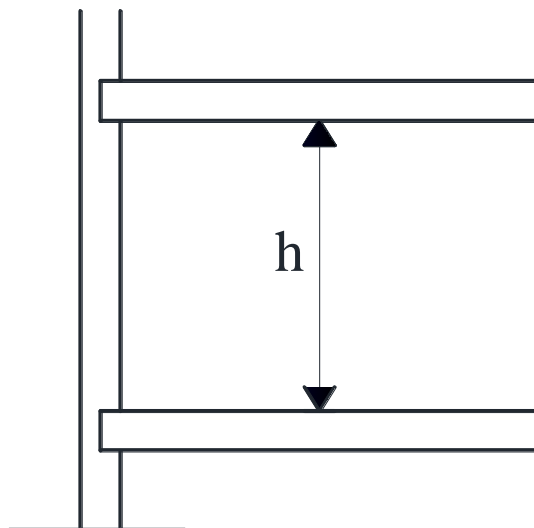


Рисунок 9.15 Стена, являющаяся крайней опорой

**9.10.1.2.2** Стены, являющиеся крайними опорами для перекрытий или конструкций крыш, подверженные ветровым нагрузкам, проектируют в соответствии с 9.10.1.3 только в том случае, если:

$$t \geq \frac{c_1 q_{Ewd} b h^2}{N_{Ed}} + c_2 h \quad (9.54)$$

где  $h$  — высота этажа в свету;

$q_{Ewd}$  — расчетная ветровая нагрузка на стену, на единицу площади стены;

$N_{Ed}$  — расчетное значение усилия от действующей вертикальной нагрузки, оказывающей минимальное воздействие на стену в верхней части рассматриваемого этажа;

$b$  — расчетная ширина, на которой действует полезная вертикальная нагрузка;

ка;

$t$  — фактическая толщина стены или несущего нагрузку слоя многослойной (полый) стены, являющейся крайней опорой, м;

$\alpha$  — коэффициент относительного уровня нагрузки, равный  $\frac{N_{Ed}}{t b f_d}$ ;

$c_1, c_2$  — постоянные коэффициенты, получаемые из таблицы 9.1.

Таблица 9.1 Постоянные коэффициенты  $c_1$  и  $c_2$ 

$\alpha$	$c_1$	$c_2$
0,05	0,12	0,017
0,10	0,12	0,019
0,20	0,14	0,022
0,30	0,15	0,025
0,50	0,23	0,031
ПРИМЕЧАНИЕ Допускается линейная интерполяция.		

ПРИМЕЧАНИЕ В 9.10.6 приведен упрощенный метод расчета стен, подверженных воздействию равномерного бокового давления (горизонтальной нагрузке), но его допустимо использовать вместо формулы (9.54) для определения толщины  $t$ , если расчетная вертикальная нагрузка, оказывающая максимальное воздействие, равна  $k_G b t f_d$  или меньше, где  $k_G$ ,  $b$ ,  $t$  и  $f_d$  соответствуют 9.10.1.2.

### 9.10.1.3 Определение прочности стены при действии расчетного вертикального усилия

**9.10.1.3.1** При проверке прочности в предельном состоянии по несущей способности проверяют условие

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}, \quad (9.55)$$

где  $N_{Ed}$  — расчетное значение усилия от действующей вертикальной нагрузки на стену;

$N_{Rd}$  — прочность расчетного сечения стены при действии продольного вертикального усилия в соответствии с 9.10.1.3.2.

**9.10.1.3.2** Прочность расчетного сечения стены при действии продольного вертикального усилия  $N_{Rd}$  определяют по формуле

$$N_{Rd} = \Phi_s f_d A, \quad (9.56)$$

где  $\Phi_s$  — коэффициент уменьшения для учета гибкости и эксцентриситета нагрузки, определяемый по 9.10.1.3.3;

$f_d$  — расчетное сопротивление сжатию каменной кладки;

$A$  — площадь горизонтального поперечного сечения стены, на которую передается нагрузка (или вводимая в расчет площадь горизонтального поперечного сечения стены).

**9.10.1.3.3** Коэффициент уменьшения для учета гибкости, начального эксцентриситета нагрузки, длительной нагрузки и ползучести  $\Phi_s$ :

- для промежуточных стен определяют по формуле

$$\Phi_s = 0,85 - 0,0011 \left( \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 \quad (9.57)$$

- для стен, являющихся крайними опорами для перекрытий,  $\Phi_s$  определяют по меньшему значению, полученному по формуле (9.57) или по формуле

$$\Phi_s = 1,3 - \frac{l_{f,ef}}{8} \leq 0,85 \quad (9.58)$$

- для стен, в верхней части являющихся крайними опорами для перекрытия верхнего этажа или конструкций крыши,  $\Phi_s$  определяют по меньшему значению, полученному по формулам 9.57, 9.58 или по формуле

$$\Phi_s = 0,4, \quad (9.59)$$

- где  $h_{ef}$  — приведенная высота стены (см. 9.10.1.3.4);  
 $t_{ef}$  — эффективная толщина стены, определяемая в соответствии с 8.6.1.3 или  $t_{ef} = t$  — для стены с одним слоем (сплошная стена);  
 $t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3}$  — для многослойной (с пустотами) стены с анкерными (гибкими) связями не менее  $n_{min}$ , где  $n_{min}$  — минимальное количество связей на  $m^2$ ;  $t_1$  и  $t_2$  представляют фактическую толщину слоев и где модуль упругости ненагруженного слоя равен или превышает 90 % модуля упругости нагруженного слоя;  
 $l_{f,ef}$  — расчетный (эффективный) пролет перекрытия, м, для которого стена является крайней опорой, как установлено ниже:  
 $l_{f,ef} = l_f$  — для свободно опирающихся конструкций перекрытия в одном (расчетном) направлении;  
 $l_{f,ef} = 0,7l_f$  — для сплошных неразрезных конструкций перекрытий, опертых по всем сторонам;  
 $l_{f,ef} = 0,7l_f$  — для свободно опирающихся перекрытий в двух направлениях, где длина опирания на рассматриваемую несущую стену не превышает  $2l_f$ ;  
 $l_{f,ef} = 0,5l_f$  — для сплошных неразрезных конструкций перекрытий, опертых в двух направлениях, где длина опирания на рассматриваемую несущую стену не превышает  $2l_f$ ;  
 $\Phi_s$  — коэффициент уменьшения для учета гибкости, начального эксцентриситета нагрузки, длительной нагрузки и ползучести.

ПРИМЕЧАНИЕ Численное значение  $n_{min}$  равно 2.

**9.10.1.3.4** Приведенную высоту стены определяют по формуле

$$h_{ef} = \rho_n h, \quad (9.60)$$

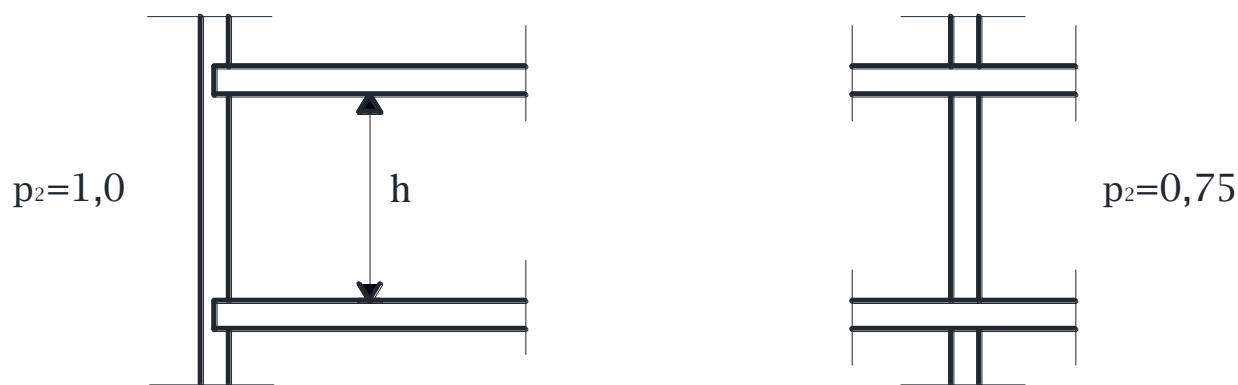
где  $h$  — высота этажа в свету;

$\rho_n$  — коэффициент уменьшения, где  $n = 2, 3$  или  $4$ , в зависимости от количества защемленных или закрепленных краев стены.

**9.10.1.3.5** Коэффициент уменьшения  $\rho_n$  определяют следующим образом.

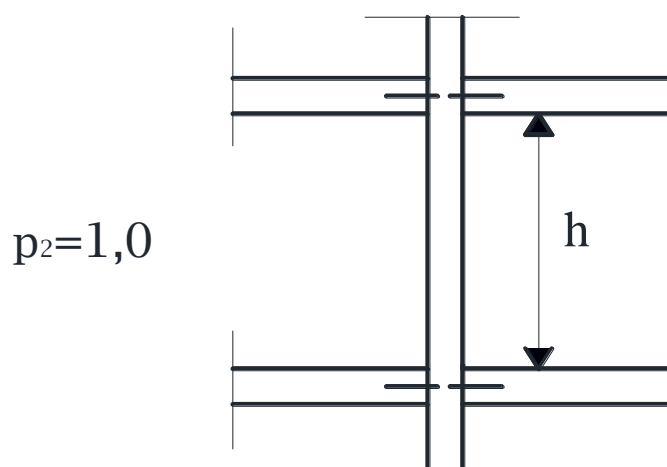
(i) Для стен, защемленных по вертикальным боковым сторонам и жестко (с передачей изгибающих моментов в вертикальной плоскости) в верхней и нижней части железобетонными или предварительно напряженными перекрытиями и конструкциями крыш (рисунок 9.16) и имеющих опорную поверхность, составляющую, по меньшей мере,  $2/3$  толщины стены, но не менее 85 мм:

- $\rho_2 = 1,0$ , если стена является крайней опорой для перекрытия;
- $\rho_2 = 0,75$  для других стен.



**Рисунок 9.16 Жесткое защемление перекрытиями и конструкциями крыши**

(ii) Для стен, защемленных в верхней и нижней части вертикальных боковых сторон (например, кольцевыми балками соответствующей жесткости или деревянными перекрытиями), но не защемленных жестко (от поворота) перекрытиями или конструкциями крыши (рисунок 9.17).



**Рисунок 9.17 Отсутствие жесткого защемления (от поворота) перекрытиями и конструкциями крыши**

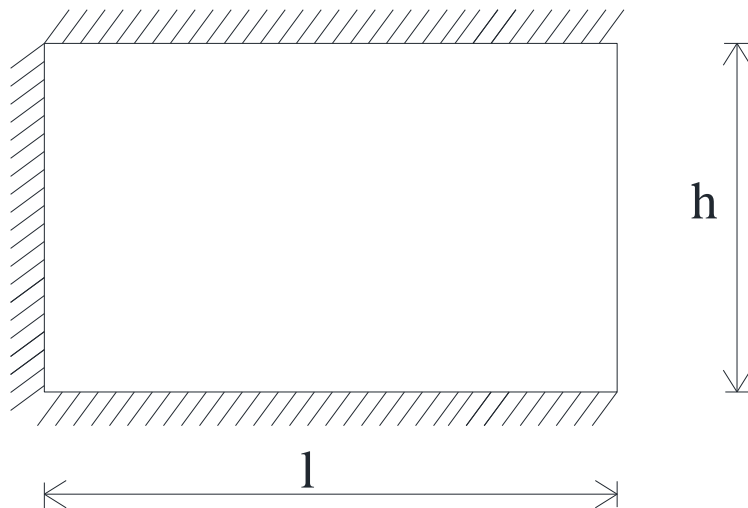
(iii) Для стен, защемленных на уровне нижнего и верхнего перекрытий и у одного вертикального края (рисунок 9.18):

-  $\rho_3 = 1,5 \frac{l}{h} \leq 0,75$  — в случае жесткого защемления только на уровне верхнего и нижнего перекрытий, как установлено в (i), если стена не является крайней опорой для перекрытий;

-  $\leq 1,0$  — во всех других случаях в (i) и (ii),

где  $h$  — высота этажа в свету;

$l$  — расстояние от вертикально защемленного края до свободного края стены;



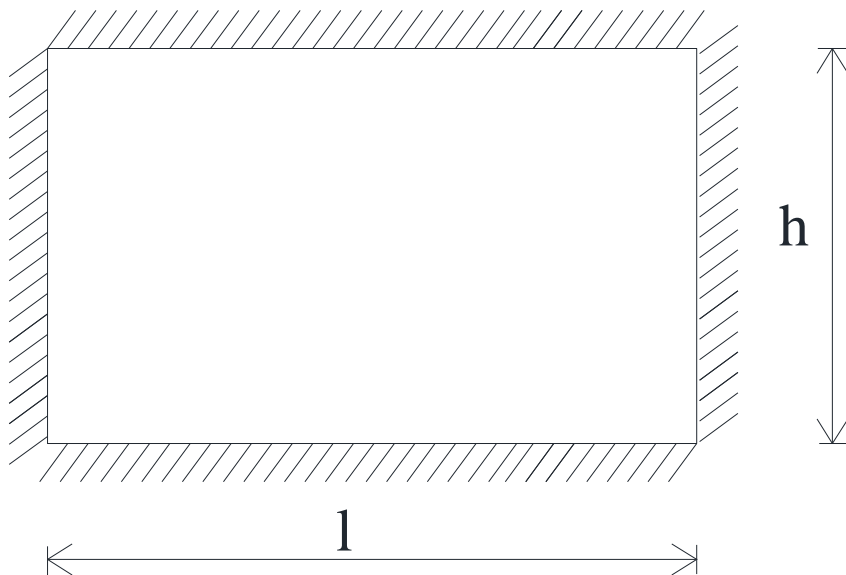
**Рисунок 9.18 Стена, защемленная на уровне верхнего и нижнего перекрытий и у одного вертикального края**

-  $\rho_4 = \frac{l}{2h} \leq 0,75$  — в случае жесткого защемления только на уровне верхнего и нижнего перекрытий, как установлено в (i), если стена не является крайней опорой для перекрытий;

-  $\leq 1,0$  — во всех других случаях в (i) и (ii),

где  $h$  — высота этажа в свету;

$l$  — расстояние между опорами по боковым вертикальным сторонам.



**Рисунок 9.19 Стена, защемленная на уровне верхнего и нижнего перекрытий и по двум вертикальным сторонам**

**9.10.1.3.6** Коэффициент гибкости для стен  $h_{ef}/t_{ef}$  не должен превышать 27.



### 9.10.2 Упрощенный метод расчета для стен при действии сосредоточенных нагрузок

**9.10.2.1** Прочность расчетного сечения стены, выполненной из кладки, при действии сосредоточенной (локальной) нагрузки  $N_{Rdc}$  можно получить по:

- формуле (9.61a) — для стен, выполненных из кладки из элементов группы 1;
- формуле (9.61б) — для стен, выполненных из кладки, изготовленной из элементов группы 2, 3 или 4.

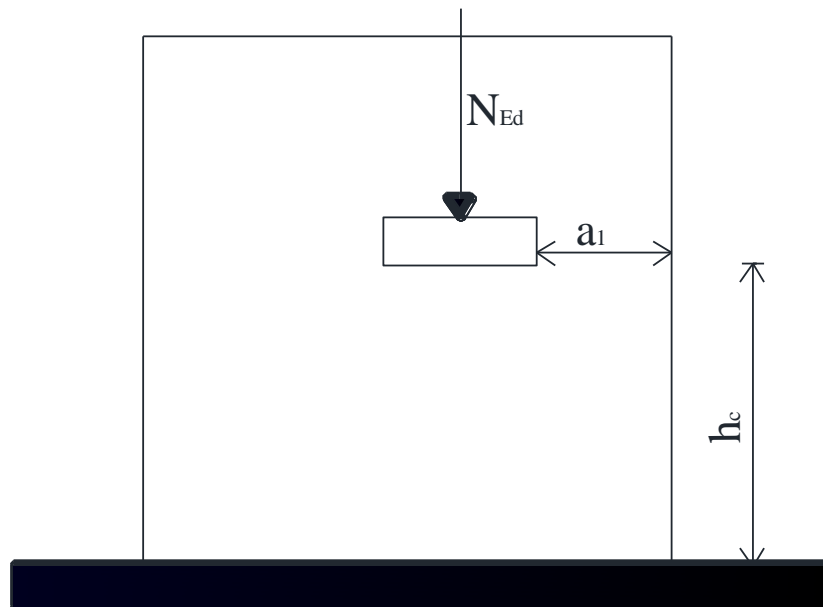
$$N_{Rdc} = f_d \cdot \left( 1,2 + 0,4 \frac{a_1}{h_c} \right) \cdot A_b \quad \text{но не более } 1,5 f_d A_b; \quad (9.61a)$$

$$N_{Rdc} = f_d A_b, \quad (9.61б)$$

где  $a_1$  — расстояние от края стены до ближайшего края опорной поверхности, нагруженной сосредоточенной нагрузкой (рисунок 9.20);

$h_c$  — высота стены от пола до плоскости приложения нагрузки (рисунок 9.20);

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



**Рисунок 9.20** Вертикальная проекция стены с сосредоточенной нагрузкой относительно  $a_1$  и  $h_c$

при условии, что:

- площадь опорной поверхности, на которую передается сосредоточенная нагрузка, не превышает  $1/4$  площади поперечного сечения стены и не превышает значение  $2t^2$ , где  $t$  — толщина стены;

- эксцентриситет приложения сосредоточенной (локальной) нагрузки, измеренный от оси, проходящей через центр тяжести стены, не превышает  $t/4$ ;

- прочность стены в средней части высоты этажа определяют в соответствии с 9.10.2, допуская, что давление в кладке ниже опорной площадки распределяется под углом  $60^\circ$  к горизонтальной плоскости.

**9.10.3 Упрощенный метод расчета для стен жесткости****9.10.3.1 Проверка прочности при действии усилий среза (сдвига)****9.10.3.1.1 В предельном состоянии по прочности проверяют условие**

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (9.62)$$

где  $V_{Ed}$  — расчетное значение поперечной силы от действующих нагрузок и усилий;  
 $V_{Rd}$  — прочность расчетного сечения стены из кладки при действии поперечной силы.

ПРИМЕЧАНИЕ Упрощенный метод расчета при проектировании стен жесткости для зданий, по высоте не превышающих три этажа, приведен в 9.10.7.3-9.10.7.4.

**9.10.3.2 Прочность расчетного сечения стены из кладки при действии поперечной силы (сдвиге)**

**9.10.3.2.1** Прочность расчетного прямоугольного сечения стены из кладки при действии поперечной силы (сдвиге)  $V_{Rd}$  определяют по формуле

$$V_{Rd} = c_v \cdot \left[ \frac{l}{2} - e_{Ed} \right] \cdot t f_{vdo} + 0,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\gamma_M} \leq 3 \cdot \left[ \frac{l}{2} - e_{Ed} \right] \cdot t f_{vdu} \quad (9.63)$$

где  $c_v$  — равно 3 — для кладки с заполненными вертикальными швами или 1,5 — для кладки с незаполненными вертикальными швами;  
 $l$  — длина стены по направлению вертикальной плоскости среза;  
 $e_{Ed}$  — эксцентриситет сжимающей вертикальной нагрузки в рассматриваемом поперечном сечении, определяемый по формуле

$$e_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad (9.64)$$

но не менее  $\frac{l}{6}$

здесь  $M_{Ed}$  — расчетное значение действующего изгибающего момента в рассматриваемом поперечном сечении;

$N_{Ed}$  — расчетное значение сжимающего усилия от действующей вертикальной нагрузки в рассматриваемом поперечном сечении;

$t$  — толщина стены;

$f_{vdo}$  — начальное расчетное сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки, равное  $f_{vko}$ , деленному на  $\gamma_M$ , в соответствии с 7.3 и 7.4.3;

$f_{vdu}$  — предельное расчетное сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки в соответствии с 7.3.5 и 7.3.6.

**9.10.3.2.2** Формулу (9.63) допустимо использовать, если:

- кладка не является кладкой из пустотелых элементов с частичным (полосовым) заполнением раствором горизонтальных швов;

- строительный раствор является:

- раствором общего назначения в соответствии с 6.11 или

- раствором, укладываемым тонким слоем толщиной от 0,5 до 3,0 мм, в соответствии с EN 998-2, или

- легким раствором в соответствии с EN 998-2;

- швы, заполненные раствором, удовлетворяют требованиям 11.1.5;

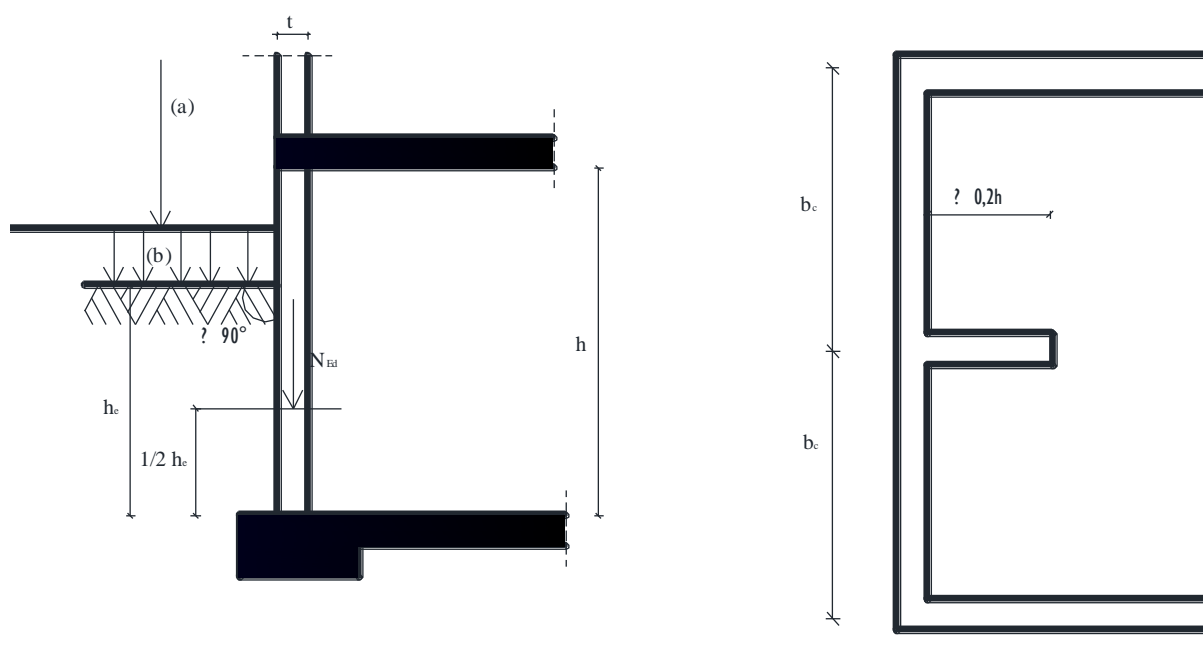
-  $N_{Ed} \leq 0,5 l t f_d$ .

#### 9.10.4 Упрощенный метод расчета для цокольных стен (стен подвалов), подверженных боковому давлению грунта

**9.10.4.1** Следующий упрощенный метод допустимо использовать для проектирования цокольных стен (стен подвалов), подверженных боковому давлению грунта при соблюдении следующих условий:

- высота цокольной стены в свету  $h \leq 2,6$  м и толщина стены  $t \geq 200$  мм;
- перекрытие над цокольным этажом является горизонтальной связью и способно выдерживать горизонтальные усилия, возникающие вследствие давления грунта;
- характеристическая вертикальная нагрузка на поверхность грунта по площади воздействия давления грунта на цокольную стену не превышает  $5 \text{ кН/м}^2$ , и сосредоточенная вертикальная нагрузка на грунт в пределах 1,5 м длины стены по фасаду не превышает 15 кН (рисунок 9.21);
- гидростатическое давление на стену отсутствует или не оказывает влияния на расчетные горизонтальные усилия на стену;
- отсутствует плоскость скольжения, что создается, например, посредством гидроизоляционной прослойки.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Для проверки сдвигающего действия вследствие давления грунта используют коэффициент трения кладки стены по плоскости контакта с фундаментом, равный 0,6.



**Рисунок 9.21** Параметры для расчетов цокольных стен, указанные на поперечном сечении и фрагменте плана:

- a** — сосредоточенная вертикальная нагрузка на грунт в пределах 1,5 м длины стены по фасаду не превышает 15 кН;
- b** — характеристическая нагрузка на грунт  $\leq 5 \text{ кН/м}^2$

**9.10.4.2** Проверку прочности стены выполняют по следующим формулам:

$$N_{Ed,max} \leq \frac{tbfd}{3} \quad 9.65$$

$$N_{Ed,min} \geq \frac{\rho_e b h h_e^2}{\beta t} \quad 9.66$$

где  $N_{Ed,max}$  — максимальное расчетное значение усилия от действующей вертикальной нагрузки, вычисленное для расчетного горизонтального сечения стены на расстоянии  $1/2h_e$  от низа стены;

$N_{Ed,min}$  — минимальное расчетное значение усилия от действующей вертикальной нагрузки, вычисленное для расчетного горизонтального сечения стены на расстоянии  $1/2h_e$  от низа стены;

$b$  — ширина стены (расчетного участка);

$b_c$  — расстояние между поперечными стенами или другими поддерживающими элементами;

$h$  — высота цокольной стены (стены подвала) в свету;

$h_e$  — высота стены ниже уровня земли;

$t$  — толщина стены;

$\rho_e$  — масса на кубический метр грунта (плотность грунта);

$f_d$  — расчетное сопротивление сжатию каменной кладки;

$\beta$  — принимают равным 20, если  $b_c \geq 2h$ ;

— принимают равным  $60-20 b_c/2h$ , если  $h < b_c < 2h$ ,

— принимают равным 40, если  $b_c < h$ .

#### 9.10.5 Упрощенный метод расчета для проектирования стен, подверженных воздействию расчетной боковой нагрузки при отсутствии вертикальных нагрузок

**9.10.5.1** Упрощенный метод расчета приведен для определения минимальной толщины и предельных размеров внутренних стен, при отсутствии вертикальных нагрузок, кроме нагрузок от собственного веса в пределах рассматриваемого участка стены, но имеющих переменные условия бокового защемления, обусловленные определенными ограничениями, для стен с ограниченной боковой нагрузкой.

**9.10.5.2** Использование правил, приведенных ниже, зависит от следующих требований соблюдения размеров и требований к строительству:

- высота стены в свету  $h$  не превышает 6,0 м;
- длина стены  $l$  между элементами конструкции, обеспечивающей защемление, препятствующее горизонтальному перемещению, не превышает 12,0 м;
- толщина стены, без учета штукатурки, составляет не менее 50 мм;
- элементы кладки (камни и блоки), используемые для строительства стен, могут быть любого типа по таблице 6.1, групп 1, 2, 3 и 4.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Защемления, препятствующие горизонтальному перемещению на уровне низа верхнего перекрытия или по боковым вертикальным граням либо на уровне низа верхнего перекрытия и по боковым вертикальным граням стены, должны предотвращать деформации соединительных элементов конструкции (анкерных устройств), зависящие от времени (например, вследствие деформации ползучести железобетонных конструкций перекрытия и бетонных элементов пола), и их проектируют с учетом этих деформаций.

**9.10.5.3** Правила, приведенные в настоящем пункте, применяют только в случае, когда:

- стена расположена внутри здания;

- через наружный фасад здания не проходит дверь больших размеров или аналогичные отверстия;

- горизонтальная (боковая) нагрузка на стену ограничена нагрузкой от людей и небольшой мебели в комнатах с небольшими группами людей (например, комнатах и коридорах многоквартирных жилых зданий, офисов, гостиниц и т. д.);

- стена не подвержена постоянным или переменным воздействиям (включая ветровую нагрузку), кроме нагрузки от собственного веса;

- стену не используют в качестве опоры для таких тяжелых предметов как мебель, санитарно-техническое или нагревательное оборудование;

- на устойчивость стены не влияет деформация других частей здания (например, прогибы перекрытий) или деятельность внутри здания;

- учтено влияние двери или иных отверстий в стене (методы проектирования стен с отверстиями (9.10.5.5));

- учтено влияние желобов в стене.

**9.10.5.4** Минимальную толщину и предельные размеры стены определяют по рисунку 22, на котором приведены следующие условия бокового защемления стены:

- тип а — стены, защемленные с четырех краев;

- тип b — стены, защемленные со всех краев, за исключением одного вертикального края;

- тип с — стены, защемленные со всех краев, за исключением верхнего края;

- тип d — стены, защемленные только у верхнего и нижнего края.

**9.10.5.5** Минимальную толщину и предельные размеры стен с отверстиями также определяют по рисунку 9.22 при условии, что тип стены получен на основании рисунка 9.23.

Влияние отверстий в стене можно не учитывать при следующих условиях:

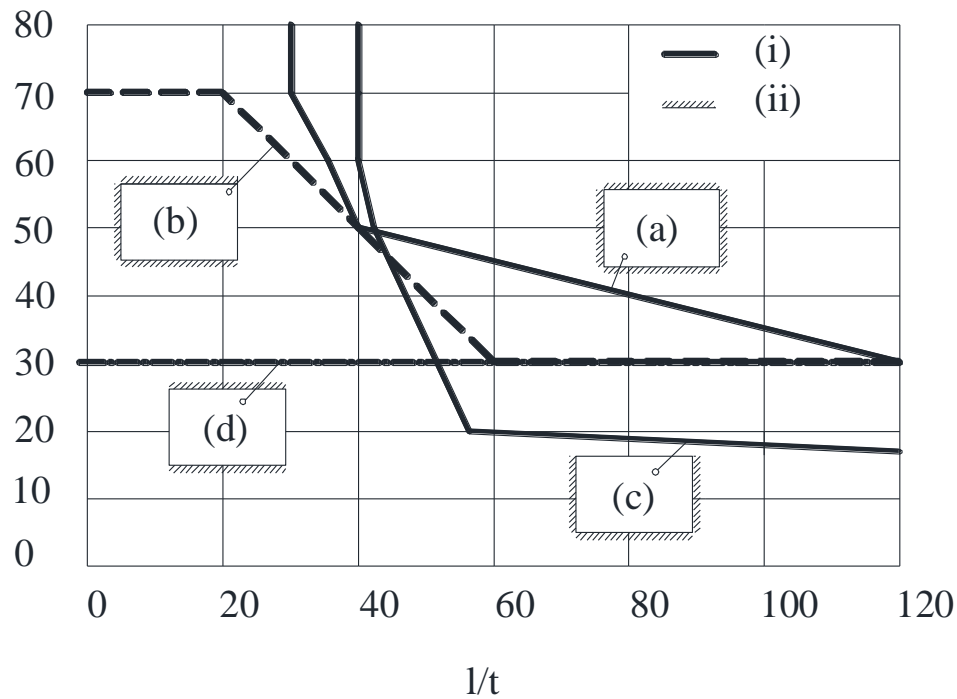
- если совокупная площадь отверстий не превышает 2,5 % площади стены;

- если максимальная площадь любого отдельного отверстия не превышает  $0,1 \text{ м}^2$ , и длина или ширина отверстия не превышает 0,5 м.

**9.10.5.6** Тип стены с отверстием следует рассматривать как тип b стен, в котором  $l$  больше  $l_1$  и  $l_2$  (рисунок 9.23).

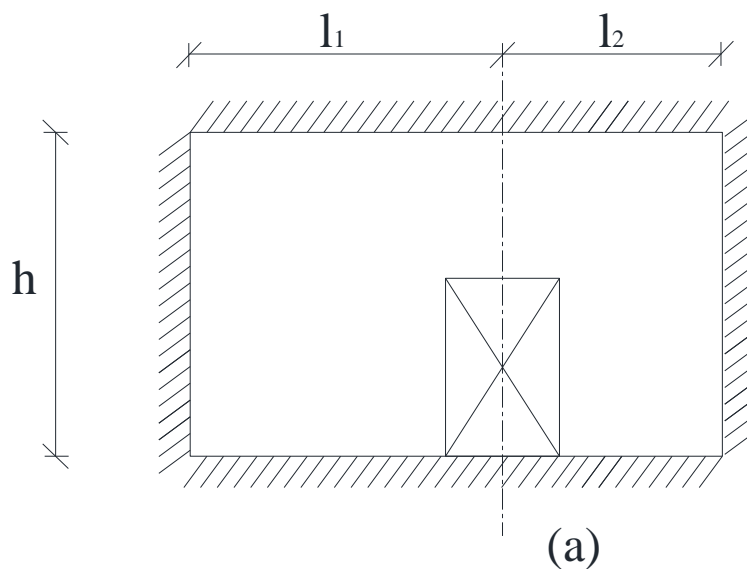
**9.10.5.7** Для типа с стены с отверстием правила 9.10.5 не применяют.

**9.10.5.8** Для типа d стены с отверстиями правила 9.10.5 применяют для левой, средней и правой части стены, если  $l_3 \geq 2/3l$  и  $l_3 \geq 2/3h$  (рисунок 9.24).



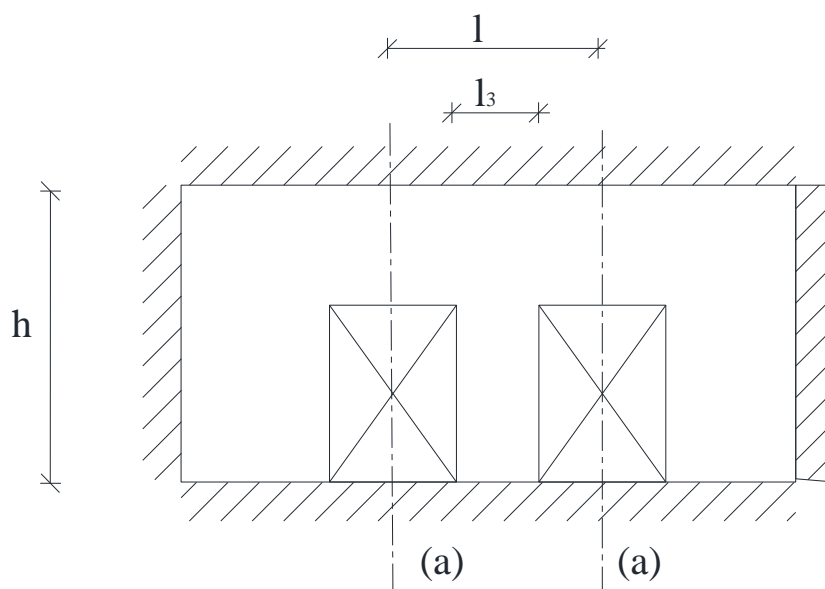
(i) — свободный конец; (ii) — заземленный конец  
 (a) — тип а стены; (b) — тип б стены;  
 (c) — тип с стены; (d) — тип d стены

**Рисунок 9.22** Предельное отношение размеров внутренних стен к толщине при отсутствии вертикальной нагрузки с ограниченной горизонтальной (боковой) нагрузкой



(a) — осевая линия отверстия

**Рисунок 9.23** Тип а стены с отверстием



(a) — осевая линия отверстия

**Рисунок 9.24 Тип d стены с отверстиями**

#### **9.10.6 Упрощенный метод расчета для проектирования стен, подверженных воздействию равномерного бокового давления (нагрузке) при отсутствии вертикальных нагрузок**

**9.10.6.1** Правила, приведенные в настоящем пункте, применяют только в случае соответствия размеров стены требованиям 9.10.5.

**9.10.6.2** Минимальную толщину, по отношению к длине и высоте, для стен типов а, б и с, как установлено в 9.10.5.4, определяют по рисункам 9.25-9.33,

где  $t$  — толщина стены;

$l$  — длина стены;

$h$  — высота стены;

$f_{xd1}$  — расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению);

$f_{xd2}$  — расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению);

$p_{Ed}$  — расчетное значение горизонтальной нагрузки на стену в соответствии с СП РК EN 1991.

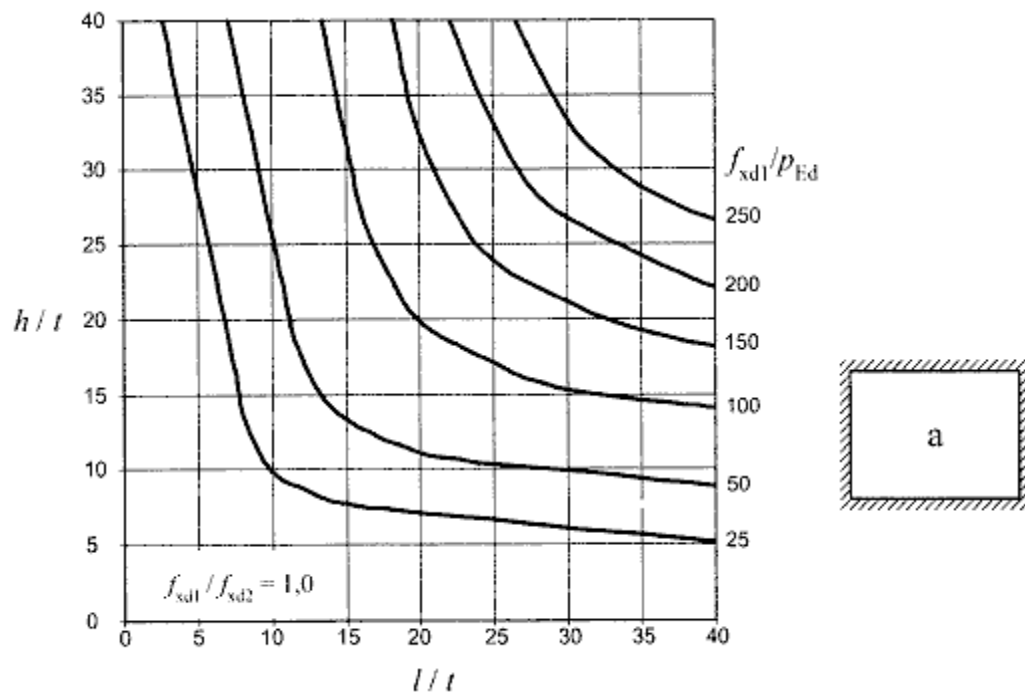


Рисунок 9.25 Предельная толщина и размер несущих стен с горизонтальной (боковой) нагрузкой. Тип а стены —  $f_{xd1}/f_{xd2} = 1,0$

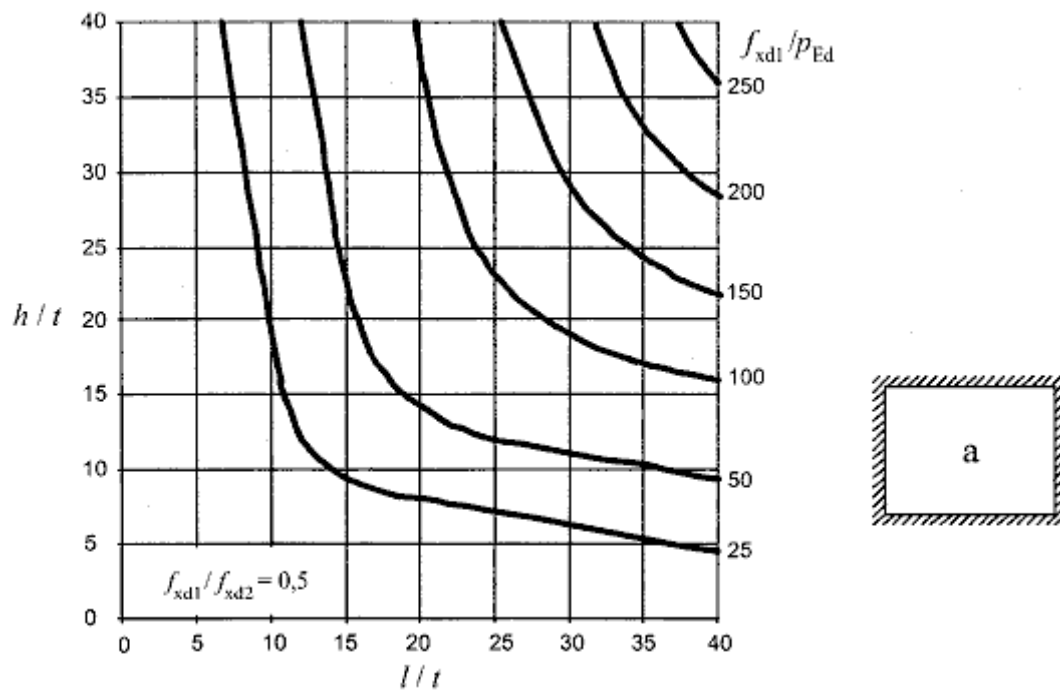


Рисунок 9.26 Предельная толщина и размер несущих стен с горизонтальной (боковой) нагрузкой. Тип а стены —  $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,5$



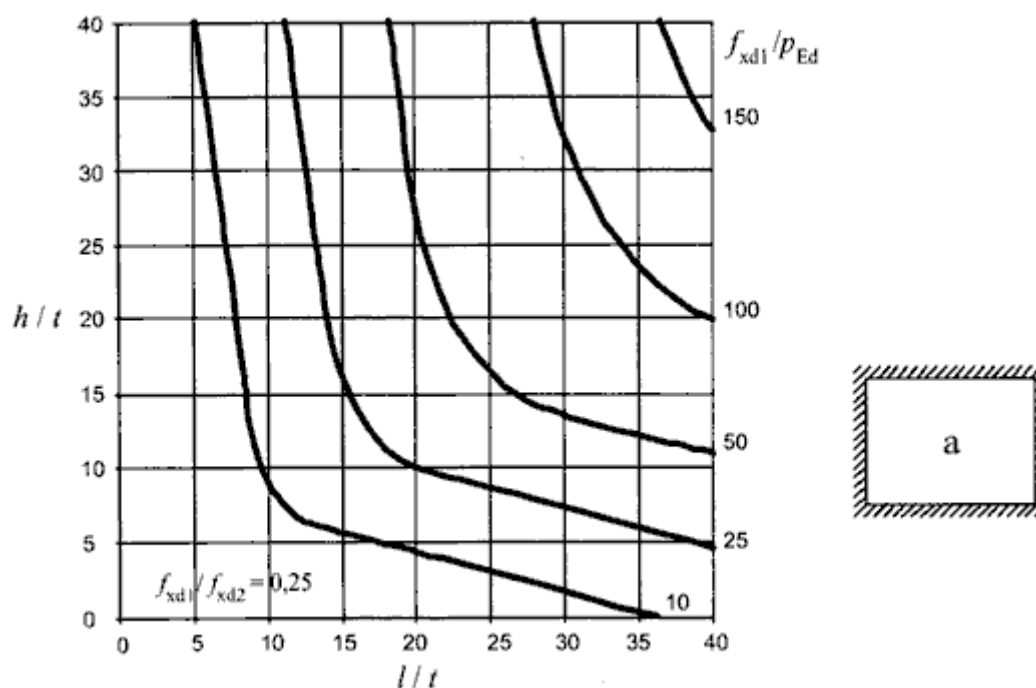


Рисунок 9.27 Предельная толщина и размер несущих стен с горизонтальной (боковой) нагрузкой. Тип а стены —  $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,25$

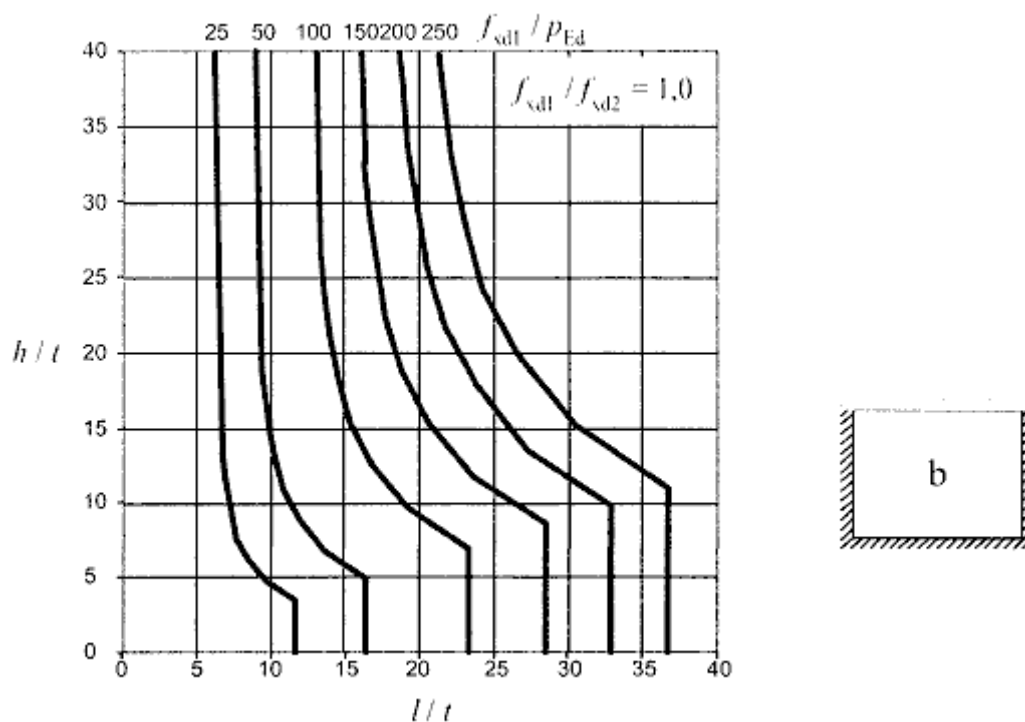


Рисунок 9.28 Предельная толщина и размер несущих стен с горизонтальной (боковой) нагрузкой. Тип б стены —  $f_{xd1}/f_{xd2} = 1,0$

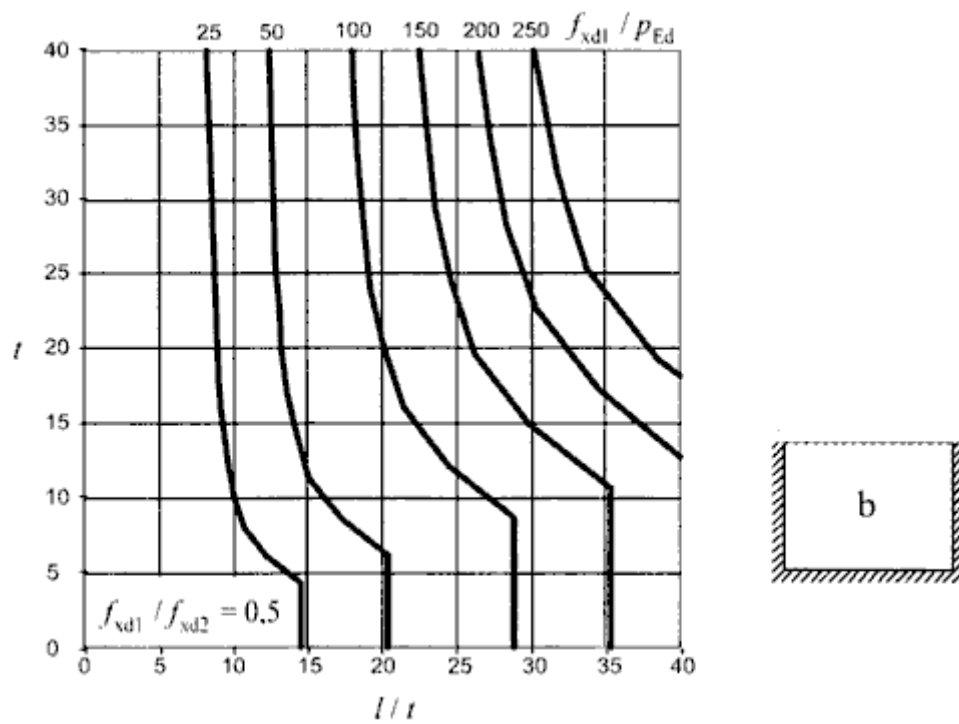


Рисунок 9.29 Предельная толщина и размер несущих стен с горизонтальной (боковой) нагрузкой. Тип b стены —  $f_{xd1} / f_{xd2} = 0,5$

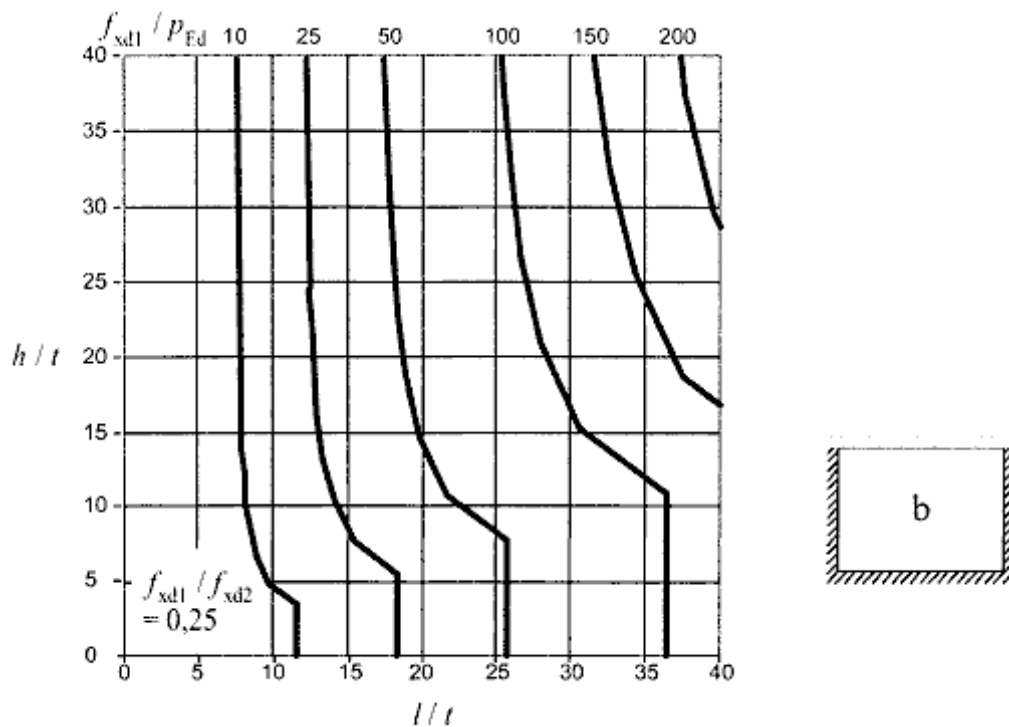


Рисунок 9.30 Предельная толщина и размер несущих стен с горизонтальной (боковой) нагрузкой. Тип b стены —  $f_{xd1} / f_{xd2} = 0,25$

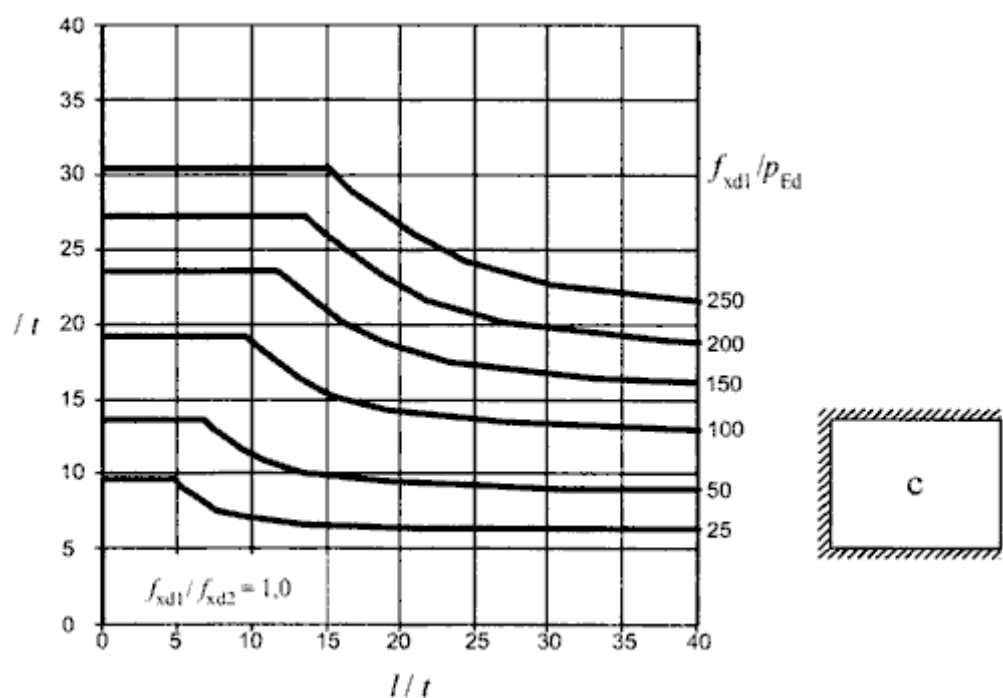


Рисунок 9.31 Предельная толщина и размер несущих стен с горизонтальной (боковой) нагрузкой. Тип с стены —  $f_{xd1}/f_{xd2} = 1,0$

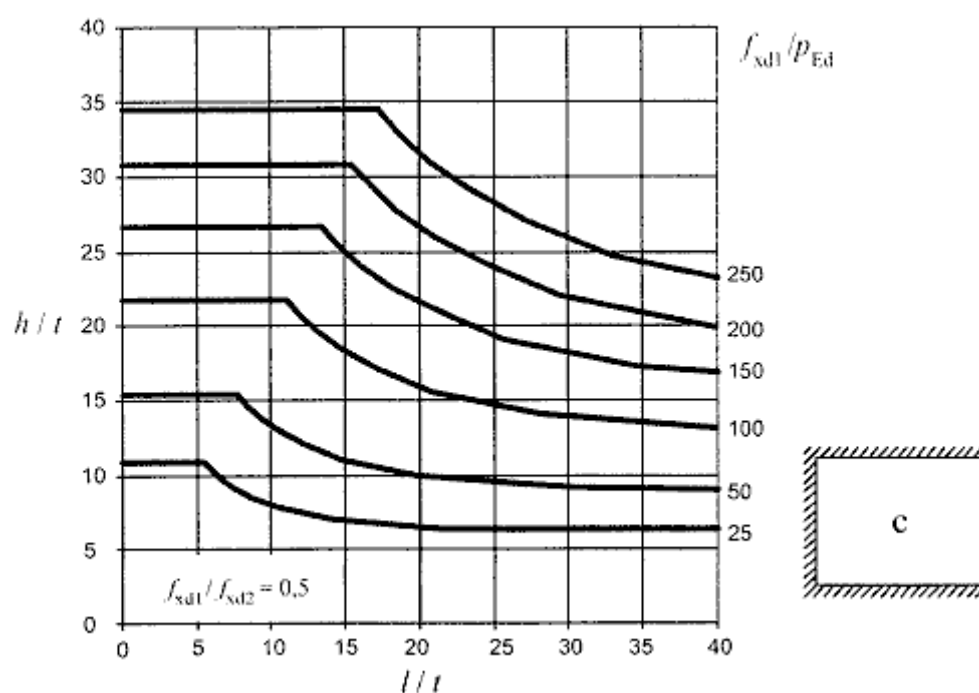


Рисунок 9.32 Предельная толщина и размер несущих стен с горизонтальной (боковой) нагрузкой. Тип с стены —  $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,5$

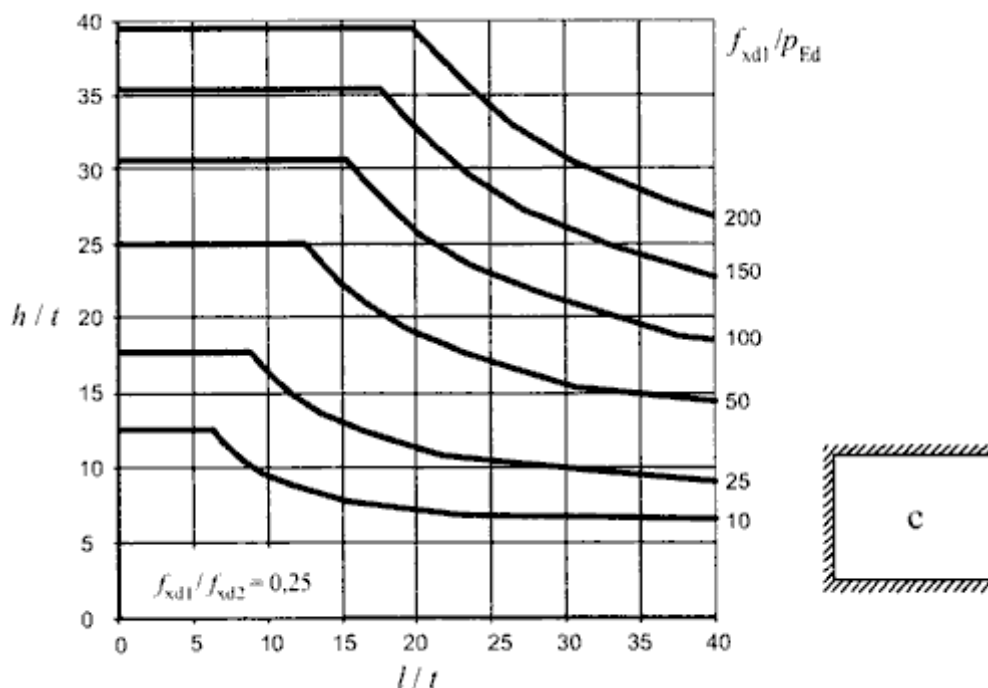


Рисунок 9.33 Предельная толщина и размер ненесущих стен горизонтальной (боковой) нагрузкой. Тип с стены —  $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,25$

#### 9.10.7 Упрощенный метод расчета для неармированных стен из кладки зданий, не превышающих три этажа

9.10.7.1 Упрощенный метод расчета, приведенный ниже, допустимо использовать для зданий при условии, что соблюдены следующие требования:

- по высоте здание не превышает три этажа над уровнем перекрытия первого этажа;
  - стены закреплены от горизонтальных перемещений междуэтажными перекрытиями и конструкциями крыши под прямыми углами к плоскости стены, либо защемлены жестко междуэтажными перекрытиями и конструкциями крыши или подходящим способом, например кольцевыми балками соответствующей жесткости;
  - перекрытия и конструкции крыши опираются не менее чем на  $2/3$  толщины стены, но не менее чем на 85 мм;
  - высота этажа в свету не превышает 3,0 м;
  - минимальные пролеты конструкций перекрытий не менее  $1/3$  высоты этажа;
  - характеристические значения переменных воздействий на междуэтажные перекрытия конструкции крыши не превышают  $5,0 \text{ кН/м}^2$ ;
  - максимальный пролет перекрытия в свету составляет 6,0 м;
  - максимальный пролет конструкций крыши в свету составляет 6,0 м, за исключением легких конструкций крыши, пролет которых не превышает 12,0 м;
  - коэффициент гибкости  $h_{ef}/t_{ef}$  внутренних и наружных стен не превышает 21,
- где  $h_{ef}$  — приведенная высота стены в соответствии с 9.10.1.3.4-9.10.1.3.5;  
 $t_{ef}$  — приведенная толщина, определяемая в соответствии с 9.10.1.3.3.

**9.10.7.2** Прочность расчетного сечения стены из кладки при действии вертикального продольного усилия  $N_{Rd}$  определяют по формуле

$$N_{Rd} = c_A f_d A, \quad (9.67)$$

где  $c_A$  — 0,50, если  $h_{ef}/t_{ef} \leq 18$ ;

— 0,36, если  $h_{ef}/t_{ef} > 18$  и  $\leq 21$ ;

$f_d$  — расчетное сопротивление сжатию каменной кладки;

$A$  — площадь поперечного сечения стены, несущего нагрузку, за исключением отверстий.

**9.10.7.3** Стены жесткости допустимо проектировать без проверки сопротивления ветровой нагрузке, если их расположение является достаточным для обеспечения устойчивости здания при воздействии горизонтальных сил в двух перпендикулярных направлениях.

**9.10.7.4** Расположение стен жесткости можно рассматривать как достаточное, если:

- характеристическая ветровая нагрузка не превышает  $1,3 \text{ кН/м}^2$ ;
- две стены или более расположены в двух перпендикулярных направлениях;
- стены жесткости являются несущими, и прочность стен жесткости при действии расчетных нагрузок, за исключением усилий от ветровой нагрузки, проверяют в соответствии с 9.10.1, принимая в качестве расчетного сопротивления кладки при сжатии  $0,8 f_k$ ;
- расположение стен жесткости в горизонтальной проекции (в плане) почти симметрично в обоих направлениях (рисунок 9.35) или, по меньшей мере, в одном направлении, если отношение  $l_{bx}/l_{by}$  не превышает 3;
- в горизонтальной проекции (в плане) оси стен жесткости не сходятся в одной точке;
- сумма площадей стен жесткости в каждом из перпендикулярных направлений, учитывая только участки стен постоянного сечения длиной более  $0,2 h_{tot}$ , за исключением пилястр и полок участков стен таврового сечения, удовлетворяет следующим отношениям:

$$\sum t l_{sx}^2 \geq c_s l_{dy} h_{tot}^2 \quad \text{и} \quad \sum t l_{sy}^2 \geq c_s l_{bx} h_{tot}^2 \quad (9.68)$$

где  $l_{bx}, l_{by}$  — расстояния (длина и ширина) в горизонтальной проекции (в плане) рассматриваемого здания или его участка, где  $l_{bx} \geq l_{by}$ ;

$l_{sx}, l_{sy}$  — длина стен жесткости (рисунок 9.34 и рисунок 9.35);

$h_{tot}$  — высота здания;

$c_s$  —  $c_t c_i w_{Ek}$ ;

$c_t$  — постоянный коэффициент, зависящий от  $\alpha$ , получаемый из таблицы 9.2,  $\text{м}^2/\text{кН}$ ;

$c_i$  — 1,0 для прямоугольных стен жесткости;

— 0,67 для стен жесткости двутавровой формы сечения с площадью полки более  $0,4 t l$  (рисунок 9.34);

$\alpha$  — среднее значение отношения  $\frac{N_{Ed}}{A f_d}$  для рассматриваемых стен жесткости;

$N_{Ed}$  — расчетное значение усилия от действующей вертикальной нагрузки в стене жесткости;

$A$  — площадь поперечного сечения стены;

$f_d$  — расчетное сопротивление сжатию каменной кладки;  
 $w_{Ek}$  — характеристическая ветровая нагрузка, кН/м<sup>2</sup>.

Таблица 9.2 Значения  $c$ , м<sup>2</sup>/кН

$\alpha$	$f_k$ , Н/мм <sup>2</sup>			
0,2	0,0192	0,0095	0,0064	0,0048
0,3	0,0128	0,0064	0,0042	0,0032
0,4	0,0095	0,0048	0,0032	0,0024
0,5	0,0075	0,0038	0,0025	0,0019
0,6	0,0095	0,0048	0,0032	0,0024
0,7	0,0128	0,0064	0,0042	0,0032

ПРИМЕЧАНИЕ Допускается линейная интерполяция.

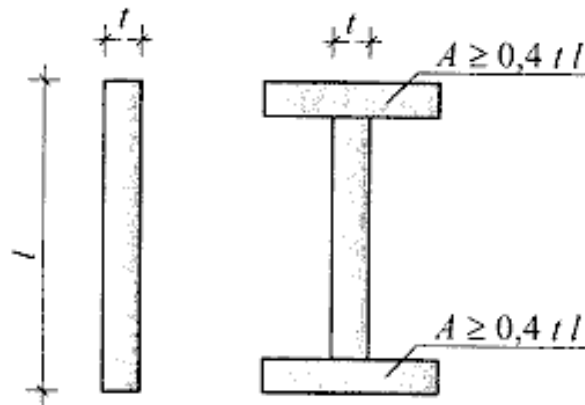


Рисунок 9.34 Горизонтальная проекция стен жесткости и требование к учету двутавровой формы сечения

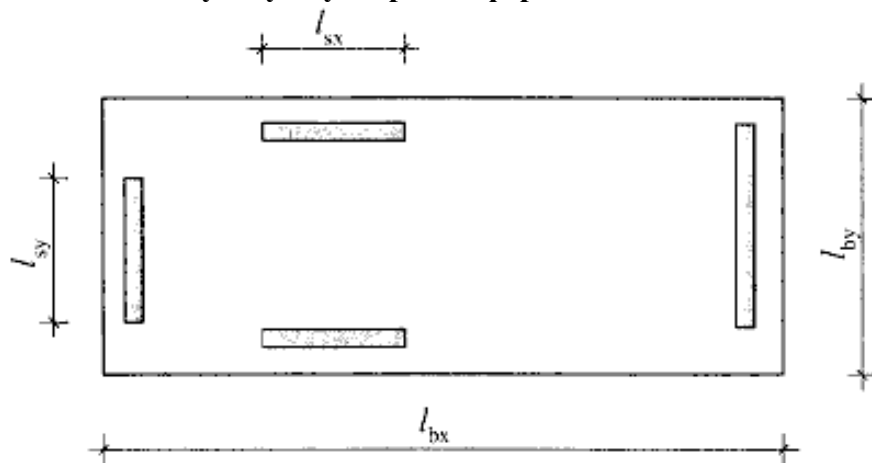


Рисунок 9.35 Расположение стен жесткости в плане

## **10 РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ ПО ПРИГОДНОСТИ К НОРМАЛЬНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ**

### **10.1 Общие положения**

**10.1.1** Проектирование и определение расчетных параметров конструкции из каменной кладки осуществляют таким образом, чтобы при усилиях (воздействиях), вычисленных для предельного состояния по пригодности к нормальной эксплуатации не были превышены установленные проектом (стандартами) параметры конструкций, определяющие пригодность к нормальной эксплуатации.

**10.1.2** Производят расчет деформаций, которые могут оказывать неблагоприятные воздействия на части, поверхности (включая применяемые строительные материалы) или на техническое оборудование или могут нарушать герметичность.

**10.1.3** На пригодность элементов конструкции каменной кладки не должно влиять ухудшение прочности и деформативности других элементов конструкции, таких как плиты перекрытия или стены.

### **10.2 Неармированные стены из каменной кладки**

**10.2.1** Для исключения перегрузок или повреждений при взаимодействии элементов конструкции необходимо учитывать их разные показатели.

**10.2.2** Для неармированной каменной кладки не производят дополнительный расчет предельного состояния по пригодности к нормальной эксплуатации по образованию и раскрытию трещин, по деформациям, если расчетами подтверждено выполнение требований предельного состояния по прочности.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Следует учитывать, что трещины могут возникать даже в случае, когда выполнено предельное состояние по прочности, например, в кровлях.

**10.2.3** Повреждения, как следствие работы при местной деформации, должны быть исключены соответствующими требованиями и конструктивными решениями при проектировании (см. раздел 11).

**10.2.4** На пригодность к нормальной эксплуатации не должны влиять деформации стен каменной кладки, испытывающих боковую ветровую нагрузку на изгиб, или вследствие аварийных нагрузок от скопления людей или удара.

**10.2.5** Стену, на которую действует горизонтальная поперечная (изгибающая) нагрузка, рассчитанную в соответствии с требованиями предельного состояния по прочности согласно 10.1.1 допускается рассматривать как рассчитанную по пригодности к нормальной эксплуатации, если ее размеры ограничены согласно приложению В.

### **10.3 Армированные элементы конструкции каменной кладки**

**10.3.1** Армированные элементы конструкции каменной кладки при эксплуатационных нагрузках не должны иметь недопустимых трещин или чрезмерный прогиб.

**10.3.2** В армированной каменной кладке с размерами, соответствующими 8.6.2.5, допускается ограниченный по величине горизонтальный прогиб стены и вертикальный прогиб балки.

**10.3.3** При расчете деформаций следует принимать модуль упругости каменной

кладки при длительном действии нагрузки  $E_{longterm}$  согласно 7.5.

**10.3.4** Ограничение ширины раскрытия трещин в предельном состоянии по пригодности к нормальной эксплуатации считается обеспеченным в армированных строительных элементах из каменной кладки при действии изгибающего момента, например, в армированных балках, если размеры элемента соответствуют 8.6.2.5 и проектирование проводят согласно разделу 11.

ПРИМЕЧАНИЕ Если минимальная толщина защитного слоя бетона растянутой арматуры менее требований 11.2, то необходимо учитывать возможность образования на поверхности трещин.

#### **10.4 Предварительно напряженные элементы конструкции каменной кладки**

**10.4.1** Предварительно напряженные элементы конструкции каменной кладки не должны иметь трещин при действии изгибающего момента и не должны иметь чрезмерный прогиб при действии эксплуатационных нагрузок.

**10.4.2** Предварительно напряженные конструкции следует рассчитывать на эксплуатационные нагрузки (при частных коэффициентах, равных 1) при передаче усилия предварительного напряжения на конструкцию, а также на расчетные нагрузки для предельного состояния по несущей способности после проявления всех потерь предварительного напряжения. На специальные конструкции и особые состояния нагрузки могут распространяться другие расчетные случаи.

**10.4.3** При расчете предварительно напряженного элемента конструкции каменной кладки по пригодности к нормальной эксплуатации (на эксплуатационные нагрузки) принимают следующие условия:

- сохранение плоскостности поперечных сечений в каменной кладке; напряжения пропорциональны деформациям; для ограничения ширины раскрытия трещин и для обеспечения долговечности напряженной арматуры в каменной кладке ограничивают растягивающие напряжения; усилие предварительного напряжения после проявления всех потерь предварительного напряжения, постоянное.

**10.4.4** Если при расчете применяют условия 10.4.3, то состояние пригодности к нормальной эксплуатации рассматривают как обеспеченное, даже если может потребоваться дополнительный расчет прогиба.

#### **10.5 Элементы конструкций каменной кладки в обойме (огражденная кладка)**

**10.5.1** Элементы конструкций каменной кладки в обойме (огражденной кладки) не должны иметь трещин при изгибе и чрезмерный прогиб при эксплуатационных нагрузках.

**10.5.2** Для проверки элементов конструкций каменной кладки в обойме в предельном состоянии по пригодности к нормальной эксплуатации принимают условия, распространяющиеся на неармированные элементы кладки.

#### **10.6 Стены при смятии (местном сжатии) с нагрузками на часть поверхности**

**10.6.1** Для опор, которые соответствуют предельному состоянию по прочности по формулам 9.15, 9.16 или 9.17, предельное состояние по пригодности к нормальной эксплуатации допускается также считать как выполненное.



## 11 УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ

### 11.1 Выполнение каменной кладки

#### 11.1.1 Строительные материалы для каменной кладки

**11.1.1.1** Камни (блоки) должны быть пригодными для соответствующего вида каменной кладки, ее локального расположения и соответствовать предъявляемым к каменной кладке требованиям по долговечности. Раствор, бетон для заполнения и арматура должны соответствовать виду камней (блоков) и требованиям к долговечности.

**11.1.1.2** Стержневая арматура в армированной каменной кладке должна укладываться в раствор М5 или раствор повышенной прочности и при применении арматурных сеток горизонтальных швов — в раствор М2,5 или в раствор повышенной прочности.

#### 11.1.2 Минимальная толщина стены

**11.1.2.1** Минимальная толщина стены должна обеспечивать ее устойчивость.

**11.1.2.2** Минимальная толщина  $t_{\min}$  несущей стены должна соответствовать результатам статических расчетов согласно настоящему стандарту.

#### 11.1.3 Минимальная площадь стены

**11.1.3.1** Несущая стена должна иметь минимальную площадь поперечного сечения  $0,04 \text{ м}^2$  с учетом штраб и выемок.

#### 11.1.4 Перевязка каменной кладки

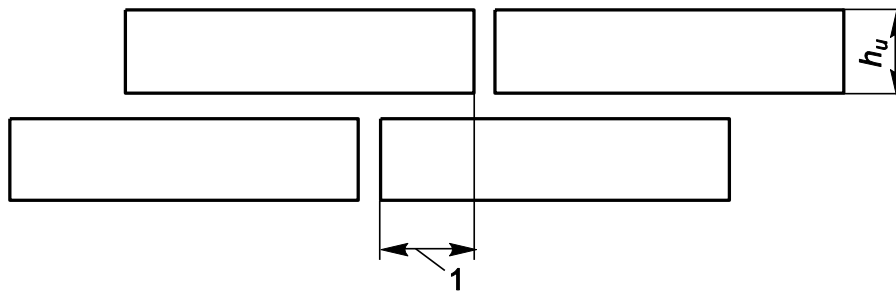
##### 11.1.4.1 Искусственные камни (блоки)

**11.1.4.1.1** Искусственные камни (блоки) укладывают с перевязкой при применении раствора по установленным правилам.

**11.1.4.1.2** Камни (блоки) в неармированной стене каменной кладки перевязывают порядно, чтобы стена имела свойства единого элемента конструкции.

**11.1.4.1.3** В неармированной каменной кладке из камней (блоков) высотой не более 250 мм размер перевязки камней (блоков) должен быть не менее  $0,4$  значения высоты камня (блока) или не менее 40 мм. Применяют большее из двух значений (рисунок 11.1). При применении камней (блоков) высотой более 250 мм размер перевязки должен быть не менее  $0,2$  значения высоты блока или не менее 100 мм. На углах или в зонах соединения стен размер перевязки камней (блоков) должен быть не менее ширины блока. В противном случае следует применять укороченные камни (блоки), чтобы получить необходимый размер перевязки в другой стене.

ПРИМЕЧАНИЕ С целью исключения отходов камней (блоков) длина стен и пилястр, размер проемов и простенков должны быть, по возможности, кратны размерам камней (блоков).



1 — размер перевязки. Если  $h_u$  не более 250 мм — размер перевязки не менее  $0,4h_u$  или не менее 40 мм.

Принимают большее значение.

Если  $h_u$  более 250 мм — размер перевязки не менее  $0,2h_u$  или не менее 100 мм.

Принимают большее значение.

**Рисунок 11.1 Размер перевязки камней (блоков)**

**11.1.4.1.4** Перевязки, которые не соответствуют 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 можно устанавливать в зависимости от расчетных параметров арматуры.

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

**11.1.4.1.6** При жестком соединении различных материалов необходимо учитывать разные деформационные свойства материалов.

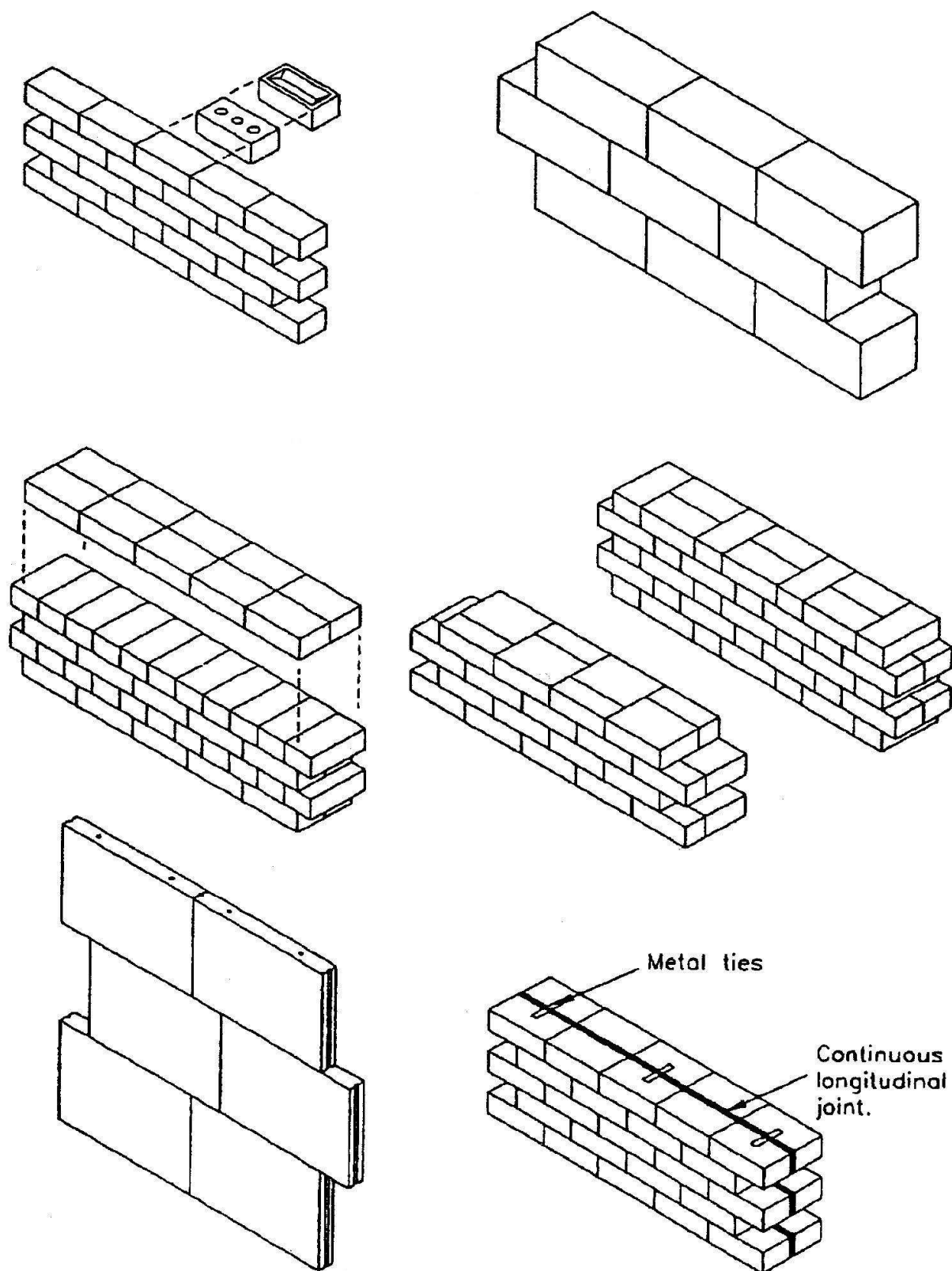


Рисунок 11.2 Примеры перевязок каменных кладок с использованием кирпича 1 группы.

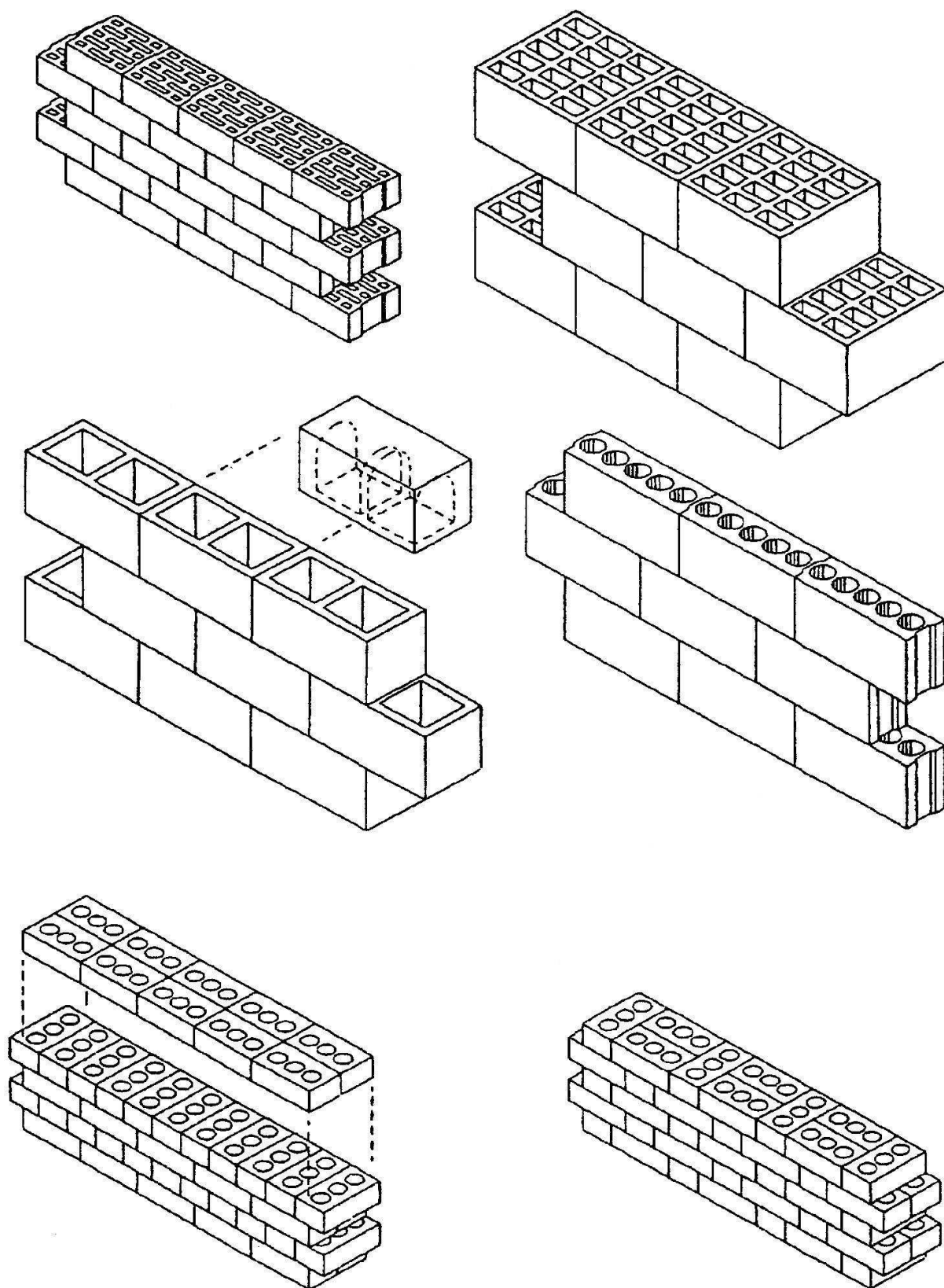
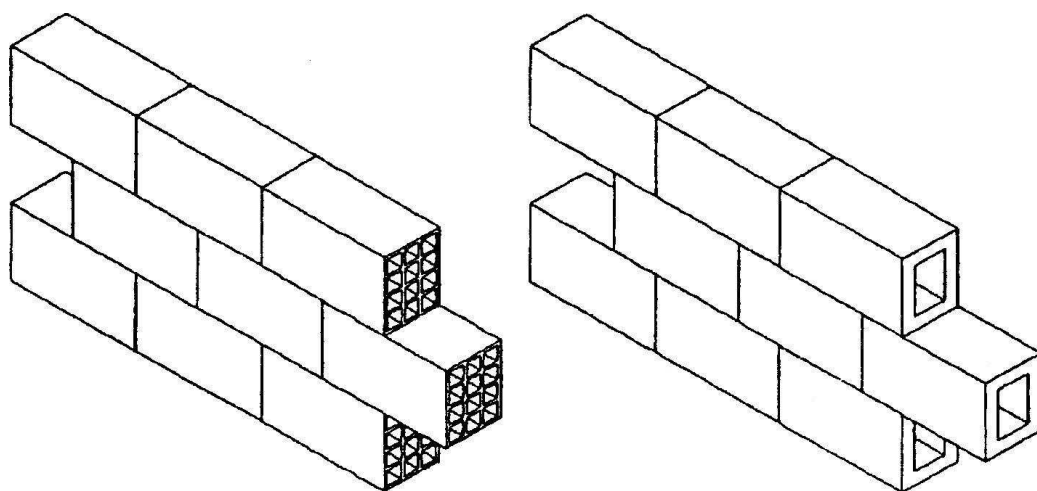
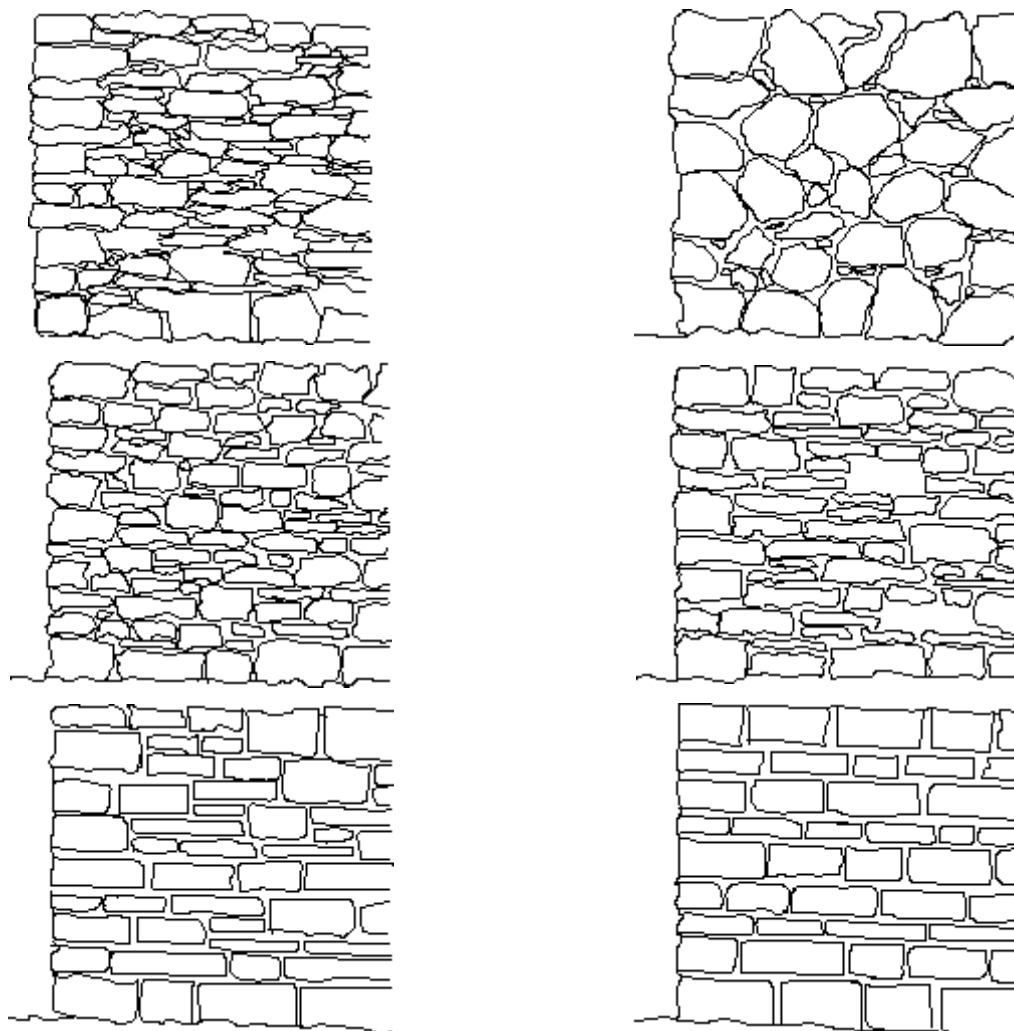


Рисунок 11.3 Примеры перевязок каменных кладок с использованием кирпича групп 2а и 2б



**Рисунок 11.4** Примеры перевязок каменных кладок с использованием кирпича группы 3



**Рисунок 11.5** Примеры перевязок каменных кладок с использованием природных камней группы 1

#### **11.1.4.2 Блоки из природных камней**

**11.1.4.2.1** Блоки из осадочных и метаморфических пород обязательно следует укладывать горизонтально или почти горизонтально соответственно их плоскости наложения в структуре материала.

**11.1.4.2.1** В облицовочной каменной кладке из блоков из природного камня размер перевязки должен составлять не менее чем 0,25 значения наименьшего размера блока или не менее 40 мм, если достаточную прочность не обеспечивают другими мерами.

**11.1.4.2.1** Перевязку в каменной кладке создают таким образом, чтобы блоки в тычковых рядах имели длину не менее 0,6–0,7 значения толщины стены и не расходились друг от друга на расстояние более 1 м в вертикальном и горизонтальном направлениях. Высота этих блоков должна быть равной не менее 0,3-кратной длине.

#### **11.1.5 Растворные швы**

**11.1.5.1** Горизонтальные и стыковые швы из раствора общего назначения и легкого раствора должны иметь толщину не менее 6 мм и не более 15 мм. Горизонтальные и вертикальные (стыковые) швы из раствора, укладываемого тонким слоем, должны иметь толщину не менее 0,5 мм и не более 3 мм.

ПРИМЕЧАНИЕ В отдельных случаях швы толщиной от 3 до 6 мм допускается создавать с применением специального раствора, если в расчет был заложен раствор общего применения.

**11.1.5.2** Горизонтальные швы должны располагаться горизонтально, если проектировщиком не заданы другие условия.

**11.1.5.3** При применении камней (блоков) с торцевыми шпонками необходимо контролировать, чтобы раствор находился по всей высоте блока и не менее чем на 40 % ширины блока. Стыковые швы в армированной каменной кладке, подвергаемой нагрузке изгибом и сдвигом, полностью заделывают раствором.

#### **11.1.6 Опоры под нагрузкой на часть поверхности**

**11.1.6.1** Длина опоры конструкции при передаче нагрузки на часть поверхности каменной кладки должна быть не менее 90 мм или рассчитанной согласно 9.1.3. Применяют большее из двух значений.

### **11.2 Армирование**

#### **11.2.1 Общие положения**

**11.2.1.1** Арматуру укладывают таким образом, чтобы она работала совместно с каменной кладкой.

**11.2.1.1** Если в расчете предусмотрено шарнирное соединение, необходимо учитывать соответствующее крепление в каменной кладке.

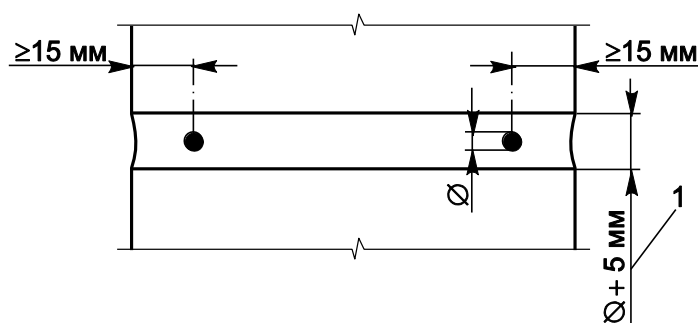
**11.2.1.1** В каменной кладке, рассчитанной как изгибаемая балка, независимо от того, рассчитана ли балка как с жестким опорным узлом или как с подвижным, в кладке над опорой должна быть предусмотрена арматура. В этом случае сверху каменной кладки закладывают не менее 50 % требуемой пролете растянутой арматуры и крепят анкерной связью согласно 11.2.5.1. Во всех случаях за грань опоры должно заходить не менее 25 % требуемой в пролете площади арматуры, соответственно закрепляемой анкерной связью.

### 11.2.2 Защитный слой раствора

**11.2.2.1** Для получения прочного сцепления в горизонтальных швах между раствором и арматурой требуется следующее:

- минимальный защитный слой раствора, т. е. расстояние между арматурой и поверхностью каменной кладки (стены) должно составлять не менее 15 мм (рисунок 11.6);
- защитный слой раствора в горизонтальных швах выше и ниже арматуры для стандартного и легкого растворов должен быть таким, чтобы толщина швов превышала диаметр арматуры не менее чем на 5 мм.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Если в одной или обеих опорных поверхностях камня (блока) предусмотрена канавка для размещения арматуры, то минимальный защитный слой может быть обеспечен при более тонких швах.



1 — для стандартного и легкого растворов

**Рисунок 11.6 Защитный слой для арматуры в горизонтальных швах**

**11.2.2.2** При заполненных полостях или при применении специальных соединений минимальный защитный слой раствора или бетона должен составлять 20 мм согласно 5.6.5.3 или соответствовать диаметру стержня. Применяют большее из двух значений.

**11.2.2.3** Торцевые концы всех арматурных стержней, кроме стержней из нержавеющей стали, должны иметь такой же минимальный защитный слой, что и незащищенная конструкционная сталь. В соответствующих условиях окружающей среды допускаются способы защиты арматуры.

### 11.2.3 Минимальная площадь поперечного сечения арматуры

**11.2.3.1** В строительных элементах из армированной каменной кладки, в которых арматуру учитывают при расчете прочности элемента, площадь поперечного сечения основной арматуры должна составлять не менее 0,05 % эффективной площади сечения каменной кладки. В этом случае площадь сечения каменной кладки является произведением эффективной ширины и рабочей высоты поперечного сечения элемента конструкции.

**11.2.3.2** В стенах, в которых арматура горизонтальных швов предусмотрена для повышения прочности при горизонтальной нагрузке, общая площадь сечения арматуры должна составлять не менее 0,03 % общей площади поперечного сечения стены (т. е. 0,015 % по растянутой и сжатой граням сечения стены).

**11.2.3.3** В арматуре, применяемой для ограничения ширины раскрытия трещин и по-

вышения жесткости, площадь поперечного сечения арматуры должна составлять не менее 0,03 % площади общего поперечного сечения стены.

**11.2.3.4** В армированных двухслойных строительных элементах каменной кладки, напрягаемых только в одном направлении, в которых промежуточные пространства заполняют раствором или бетоном, для распределения напряжения применяют, как правило, поперечную арматуру перпендикулярно основной. Площадь сечения поперечной арматуры должна составлять не менее 0,05 % площади общего поперечного сечения элемента конструкции, которую определяют из произведения общей ширины и рабочей высоты поперечного сечения.

**11.2.3.5** Если в строительных элементах требуется арматура, работающая на сдвиг (см. 9.7.3), то площадь ее поперечного сечения должна составлять не менее 0,05 % площади общего поперечного сечения элемента конструкции, которую определяют из произведения общей ширины и рабочей высоты поперечного сечения.

#### **11.2.4 Размеры арматуры**

**11.2.4.1** Арматура должна иметь такие размеры, которые обеспечивают ее проектное положение в растворе или в бетоне.

**11.2.4.2** Арматурные стержни должны иметь минимальный диаметр 5 мм.

**11.2.4.3** Максимальный размер арматуры рассчитывают таким образом, чтобы не превышались указанные в 11.2.5 напряжения сцепления при совместной работе бетона и арматуры и чтобы защитный слой бетона или раствора соответствовал требованиям 11.2.2.

#### **11.2.5 Анкеровка и стыковка**

##### **11.2.5.1 Анкеровка растянутой и сжатой арматуры**

**11.2.5.1.1** Арматура должна иметь достаточную длину зоны анкеровки, обеспечивающую передачу усилий на раствор или бетон и исключение продольного трещинообразования или откола каменной кладки.

**11.2.5.1.2** Анкеровку можно осуществлять посредством прямых концов стержней, крюков и петель (рисунок 11.7). Альтернативно передача усилий может осуществляться через соответствующие анкерные каркасы; в этом случае анкеровку проверяют испытаниями.

**11.2.5.1.3** Анкеровку посредством прямых концов стержней или крюков (см. рисунок 11.7 а) и б)) не применяют для гладких стержней диаметром более 8 мм. Крюки и петли не применяют для сжатой арматуры.



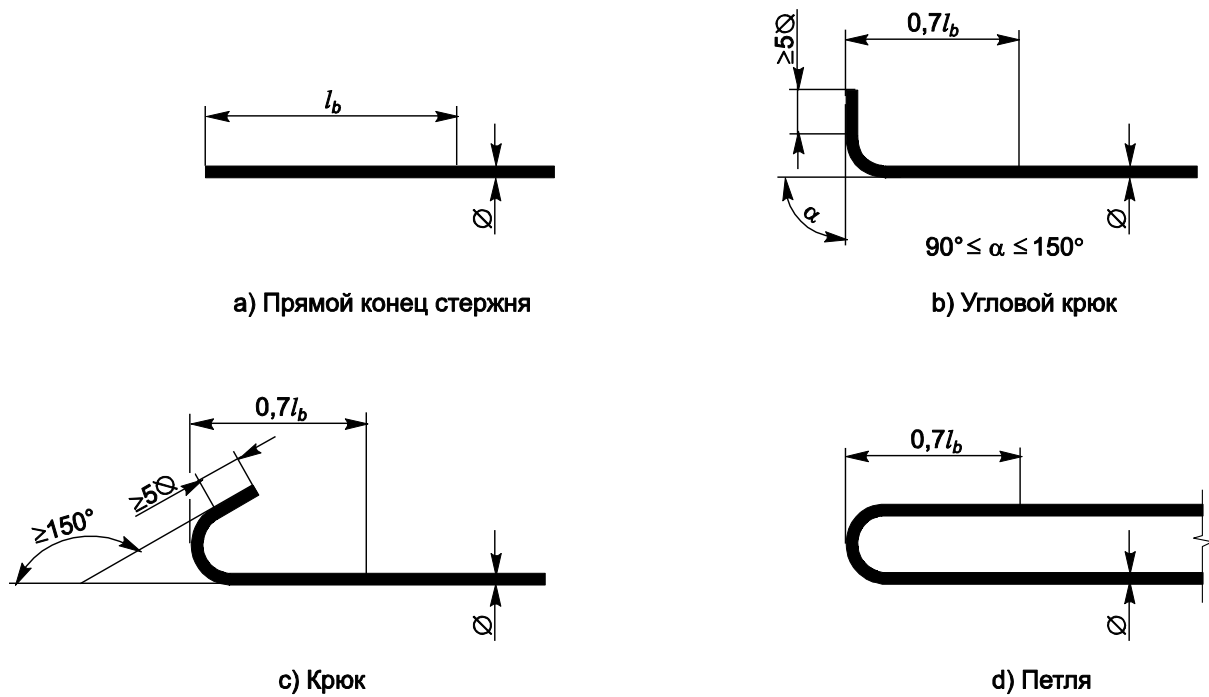


Рисунок 11.7 Элементы анкерного крепления

**11.2.5.1.4** Необходимую длину зоны анкеровки стержня  $l_b$ , при условии постоянного напряжения сцепления, определяют по формуле

$$l_b = \gamma_M \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bod}} \quad 11.1$$

где  $\varnothing$  — эффективный диаметр арматуры;

$f_{yd}$  — расчетное сопротивление арматуры согласно 7.2.1 и 6.10.9-6.10.14;

$f_{bod}$  — расчетное сопротивление сцепления арматуры в зависимости от условий по таблице 7.6 или 7.7, а также 7.3.15-7.3.19 и 7.2.1.

**11.2.5.1.5** Для концов стержней с крюками, угловыми крюками и петлями (см. рисунок 11.7 б), в) и г)) длину зоны анкеровки стержней при растягивающем усилии допускается уменьшить до  $0,7l_b$ .

**11.2.5.1.6** При применении арматуры с большим поперечным сечением, чем требуется по расчетам, длину зоны анкеровки допускается уменьшать пропорционально отношению требуемой по расчету к фактической площади сечения арматуры, при этом:

(а) в растянутом стержне длина зоны анкеровки должна быть не менее чем большее из следующих значений:

$0,3l_b$ , или

10-кратное значение диаметра стержня, или

100 мм.

(б) в сжатом стержне длина зоны анкеровки должна быть не менее чем большее из следующих значений:

$0,6l_b$ , или

10-кратное значение диаметра стержня, или

100 мм.

**11.2.5.1.7** По длине зоны анкеровки арматурных стержней должна быть предусмотрена равномерно распределенная поперечная арматура, из которой не менее чем один стержень должен находиться в зоне изогнутой анкеровки (см. рисунок 11.7 b), c) и d)). Общая площадь сечения поперечной арматуры должна составлять не менее 25 % площади поперечного сечения арматурного стержня, закрепленного на длине зоны анкеровки.

**11.2.5.1.8** При применении арматурных сеток в горизонтальных швах длину зоны анкеровки определяют по характеристической прочности сцепления, полученной на основании испытаний согласно EN 846-2.

### **11.2.5.2 Стыковка растянутой и сжатой арматуры**

**11.2.5.2.1** Длина стыка внахлест должна обеспечивать передачу расчетных усилий.

**11.2.5.2.2** Длину стыка внахлест двух арматурных стержней определяют согласно 11.2.5.1. В этом случае принимают по меньшему диаметру из двух стержней.

**11.2.5.2.3** Длиной стыка внахлест между двумя арматурными стержнями является:

$l_b$  — для арматурных стержней под сжимающей и растягивающей нагрузкой, если в сечении состыковано менее 30 % стержней и если расстояние в свету между состыкованными стержнями в поперечном направлении не менее 10-кратного значения диаметра стержня и толщина защитного слоя бетона или раствора составляет не менее пятикратного значения диаметра стержня.

$1,4l_b$  — для арматурных стержней под растягивающей нагрузкой, если в сечении состыковано 30 % стержней и более или расстояние в свету в поперечном направлении между состыкованными стержнями менее 10-кратного значения диаметра стержня, или толщина защитного слоя бетона или раствора составляет не менее пятикратного значения диаметра стержня;

$2l_b$  — для арматурных стержней под растягивающей нагрузкой, если в сечении состыковано 30 % стержней и более или расстояние в поперечном направлении в свету между состыкованными стержнями менее 10-кратного значения диаметра стержня, или толщина защитного слоя бетона или раствора составляет менее пятикратного значения диаметра стержня;

**11.2.5.2.4** Стыки арматуры не размещают в местах с высокой нагрузкой или в местах с отклонениями размеров сечения, например, при изменении толщины стены. Расстояние в свету между двумя стыкуемыми стержнями должно быть не менее двукратного диаметра стержня или 20 мм. Применяют большее из двух значений.

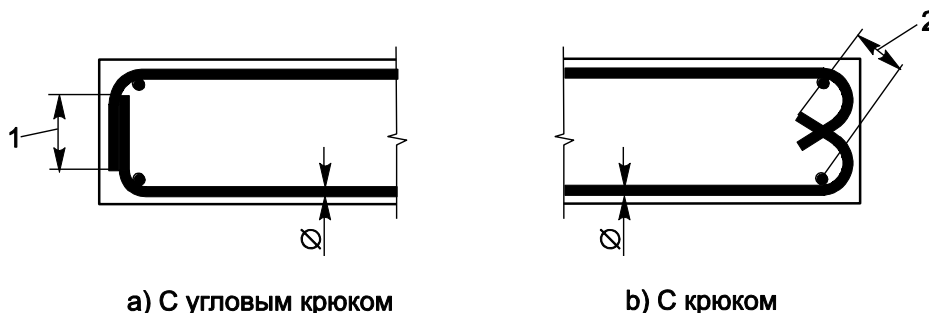
**11.2.5.2.5** При применении арматурных сеток в горизонтальных швах длину стыковки определяют с помощью характеристической прочности сцепления на основании испытаний в соответствии с EN 846-2.

### **11.2.5.3 Анкеровка арматуры, работающей на сдвиг**

**11.2.5.3.1** Как правило, анкеровку арматуры, работающей на сдвиг, включая хомуты, осуществляют с помощью крюков или угловых крюков (см. рисунок 11.7 b) и c)) с поперечным стержнем арматуры в пределах крюка или углового крюка.

**11.2.5.3.2** Анкеровка считается выполненной, если к закруглению крюка примыкает прямой элемент, длина которого составляет пятикратное значение диаметра стержня или 50 мм. Принимают большее из двух значений. При применении углового крюка анкерное

крепление обеспечено, если к закруглению примыкает прямой элемент, длина которого равна 10-кратному диаметру стержня или 70 мм. Применяют большее из двух значений.



- 1) 10 Ø или 70 мм, применяют большее значение;  
2) 5 Ø или 50 мм, применяют большее значение

**Рисунок 11.8 Анкеровка арматуры, работающей на сдвиг**

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

**11.2.5.4.1** В строительных элементах, работающих на изгиб, кроме стержней, проходящих на всю длину элемента, включая опоры, каждый арматурный стержень должен иметь длину зоны анкеровки за сечение, в котором он по расчету не требуется, на длину, равную рабочей высоте сечения элемента или равную 12-кратному диаметру стержня. Применяют большее из двух значений. Сечение, в котором обрывается в пролете арматурный стержень не требуется по расчету (точка теоретического обрыва), находится там, где с учетом только стержней, проходящих на всю длину элемента, фактическая прочность сечения при изгибе более или равна расчетному моменту от нагрузок. Арматура не должна заканчиваться в зоне растяжения, если не выполнено хотя бы одно из следующих условий при всех возможных расчетных случаях нагрузки:

- арматурные стержни выходят за точку теоретического обрыва на необходимую длину зоны анкеровки;
- фактическая прочность сечения при сдвиге в сечении, где заканчивается арматура, в 2 раза превышает расчетное усилие сдвига в этом сечении;
- площадь сечения продольной арматуры, проходящей на всю длину, в сечении, где обрывается часть продольной арматуры, в 2 раза превышает площадь сечения арматуры, необходимой для восприятия изгибающего момента.

**11.2.5.4.2** В строительных элементах, работающих на изгиб, при незначительном концевом креплении конструктивного элемента на опорах или его отсутствии (отсутствие жестких узлов, сварных соединений закладных деталей на опорах) не менее 25 % растянутой арматуры, требуемой по расчету в середине пролета, должно доходить до опоры. Эту арматуру необходимо крепить анкерами согласно 11.2.5.1 или следующим образом:

- с применением эффективной длины зоны анкеровки, исчисляемой от грани до середины опоры, равной 12-кратному диаметру стержня, если до середины опоры нет крюка или углового крюка,

или

- с применением эффективной длины зоны анкеровки от грани опоры, равной 12-кратному диаметру стержня плюс  $d/2$ , если на участке от грани опоры до  $d/2$  нет углового крюка.

**11.2.5.4.3** Если расстояние от края опоры до близлежащей точки приложения сосредоточенной нагрузки менее двойного значения рабочей высоты поперечного сечения элемента конструкции, то вся основная арматура в строительном элементе, работающем на изгиб, должна выходить на опоры и иметь длину зоны анкеровки не менее 20 диаметров анкеруемого стержня.

#### **11.2.6 Поперечная арматура (требования по расстановке поперечной арматуры при продольном армировании каменной кладки)**

**11.2.6.1** Сжатые арматурные стержни при действии продольной силы должны удерживаться сбоку для предотвращения местной потери устойчивости.

**11.2.6.2** В строительных элементах с площадью сечения продольной арматуры более 0,25 % площади сечения каменной кладки, включая сечение бетона, прочность которого обеспечивает более 25 % расчетной прочности всего комплексного сечения при действии продольного усилия, каркасы продольной арматуры должны быть с хомутами.

**11.2.6.3** Если требуются хомуты, то их диаметр должен быть не менее 4 мм или составлять не менее 1/4 максимального диаметра продольных стержней. Применяют большее из двух значений. Расстояние между хомутами не должно превышать наименьшее из следующих значений:

- наименьший поперечный размер стены;
- 300 мм;
- 12-кратное значение диаметра продольной арматуры.

**11.2.6.4** Вертикальные стержни, расположенные в углах сечения, должны ограждаться всеми хомутами. При этом угол между двумя смежными участками хомута должен составлять не более  $135^\circ$ . Промежуточные вертикальные стержни должны ограждаться только каждым вторым хомутом.

#### **11.2.7 Расстояние между стержнями арматуры**

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

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

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

**11.2.7.4** Если рабочая арматура сосредоточена в каналах или в выемках пустотелых блоков или увеличенных монолитных вертикальных швах (в карманах кладки), то общая площадь сечения рабочей арматуры должна составлять не более 4 % сечения бетона или раствора каналов или карманов. В зонах стыков продольной арматуры это значение не должно превышать 8 %.

**11.2.7.5** Если для размещенной в выемках рабочей арматуры требуется большее расстояние, чем установлено в 11.2.7.3, то полки армированного сечения ограничивают со-

гласно 9.6.3, и расстояние допускается до 1,5 м.

**11.2.7.6** 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 значение.

**11.2.7.7** Расстояние между центрами тяжести сборной арматуры, заложенной в горизонтальных швах, должно составлять не более 600 мм.

### 11.3 Оснастка для предварительного напряжения

**11.3.1** Оснастка из стали для предварительно напряженных элементов должна соответствовать требованиям СП РК EN 1992-1-1.

### 11.4 Комплексные конструкции (огражденная кладка)

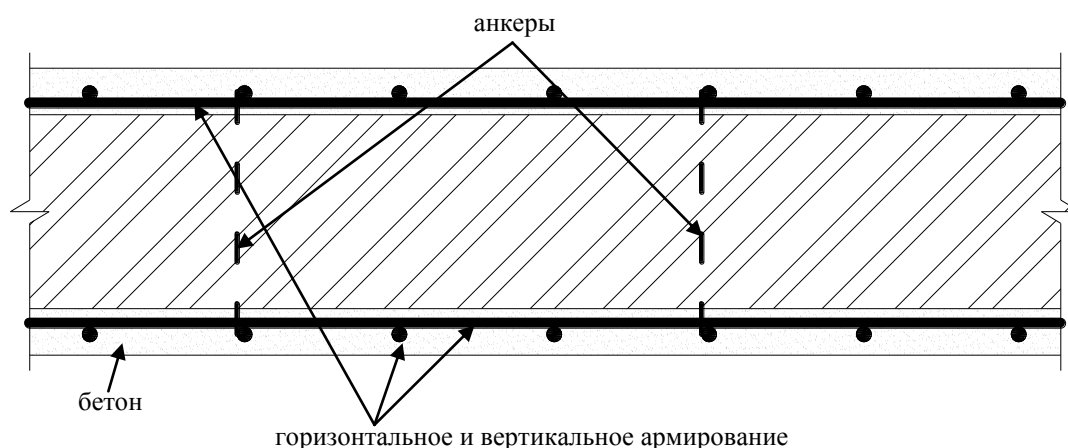
**11.4.1** Огражденные стены каменной кладки размещают между вертикально и горизонтально проходящими армированными элементами из железобетона или каменной кладки так, чтобы они под нагрузкой действовали совместно.

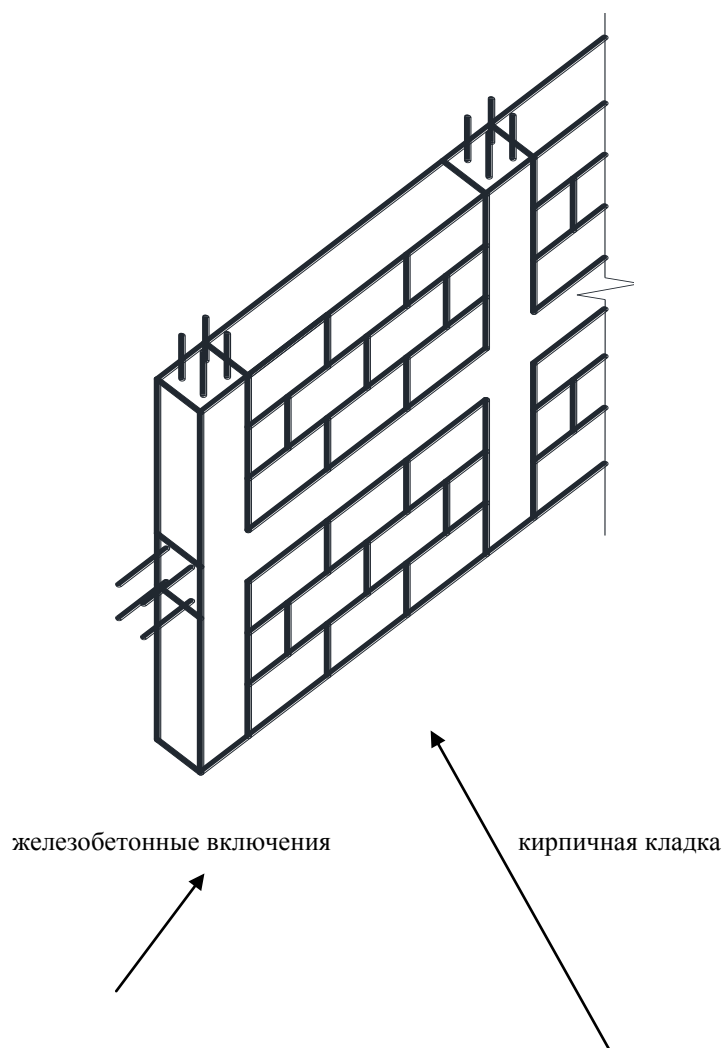
**11.4.2** Ограждения по верху и по сторонам допускается бетонировать только после выполнения каменной кладки, обеспечивая их соединение между собой.

**11.4.3** Ограждаемые элементы конструкции размещают в каждой плоскости перекрытия, в каждом пересечении стены и по обоим краям проемов площадью более 1,5 м<sup>2</sup>. Дополнительные ограждаемые элементы конструкции могут потребоваться для того, чтобы наибольшее расстояние между участками кладки в обойме как в горизонтальном, так и в вертикальном направлении составляло не более 4,0 м.

**11.4.4** Фрагменты каменной кладки в обойме (ограждаемые элементы) должны иметь площадь поперечного сечения не менее 0,02 м<sup>2</sup> с минимальным размером 150 мм в плоскости стены и продольную арматуру с поперечным сечением не менее 0,8 % поперечного сечения ограждаемого элемента, но не менее 200 мм<sup>2</sup>. Применяют хомуты с минимальным диаметром не менее 6 мм, размещаемые с максимальным шагом не более 300 мм. На исполнение арматуры распространяется 11.2.

**11.4.5** В огражденной каменной кладке, в которой применяют камни (блоки) группы 1 и группы 2, камни, примыкающие к элементам обоймы, должны перекрываться фрагментом кладки в обойме по правилам для перевязки каменной кладки согласно 11.1.4.





**Рисунок 11.9 Комплексная конструкция**

## **11.5 Соединения стен**

### **11.5.1 Соединения стен с перекрытиями и кровлей**

#### **11.5.1.1 Общие положения**

**11.5.1.1.1** Стены, примыкающие к перекрытиям и кровлям, должны соединяться с плитами перекрытий и покрытий таким образом, чтобы горизонтальные расчетные нагрузки могли передаваться на элементы конструкции каркаса.

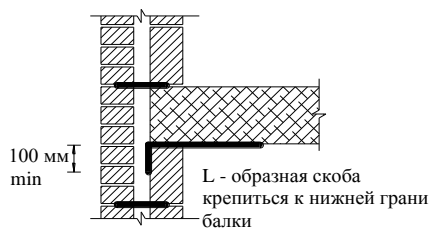
**11.5.1.1.2** Передачу горизонтальных нагрузок на элементы каркаса (связевые конструкции, поперечные стены) следует осуществлять через конструкции перекрытия или кровли, например через армированные монолитные или сборные бетонные перекрытия или через обшитые деревянные балки, если конструкция перекрытия или кровли работает как жесткий диск. Допускается выполнять монолитный пояс, который в состоянии передавать действующие усилия сдвига и изгибающие моменты. Усилия, передаваемые между стенами и конструкциями каркаса, должны передаваться или посредством сил трения в опорной поверхности несущих элементов, или через анкерные устройства.

**11.5.1.1.3** Плиты перекрытия и покрытия должны опираться на стены с глубиной

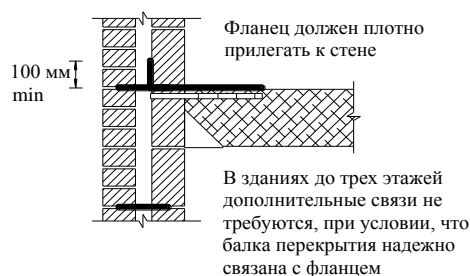
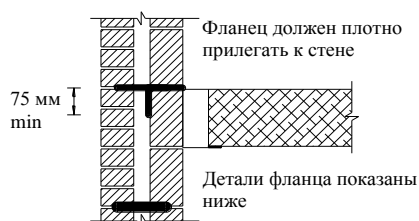
опирания, обеспечивающей прочность и сопротивление сдвигу опорных участков. В этом случае следует учитывать допуски при изготовлении и монтаже.

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

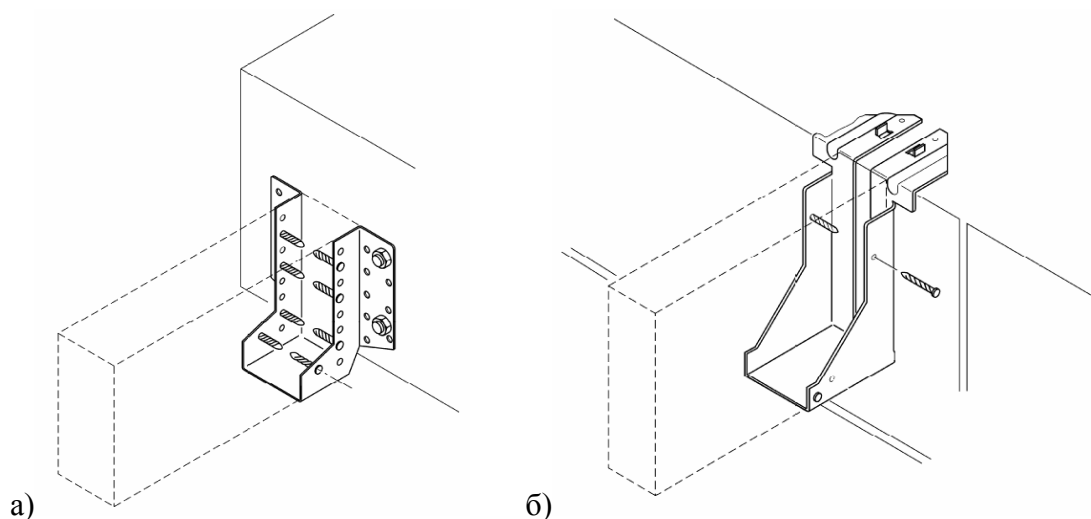
Деревянная балка опирающаяся непосредственно на каменную стену



Опираение деревянных балок перекрытия на каменную стену с использованием фланцев



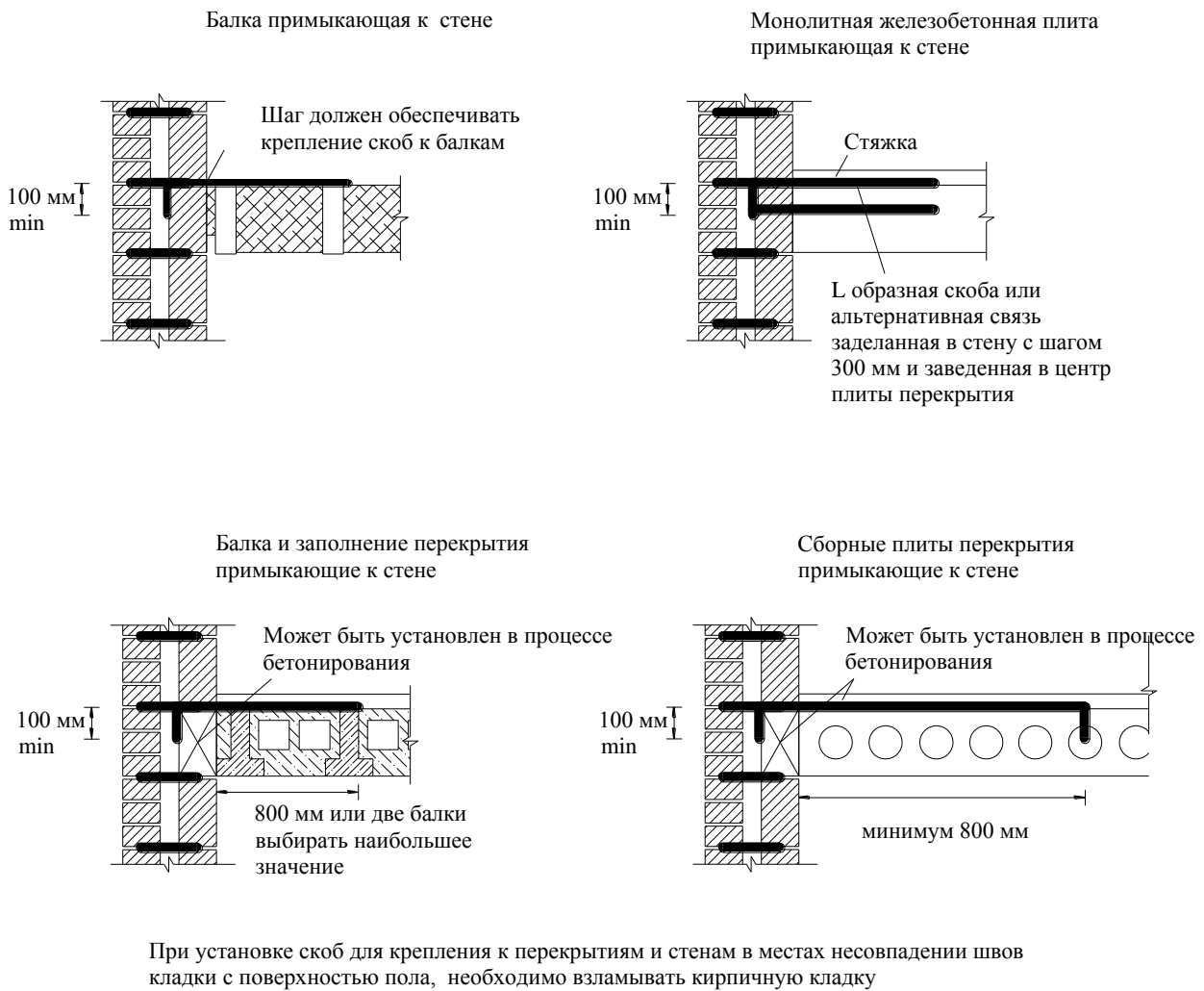
**Рисунок 11.10** Опираение деревянных балок перекрытия на кирпичную стену с одной стороны



а) Приспособление для укладки бруса, балки, фермы или стропила на стене из каменной кладки с помощью крепежных болтов или винтов (плоскостное закрепление).

б) Приспособление для укладки бруса, балки, фермы или стропила на стене из каменной кладки, при котором нагрузка передается непосредственно через фланец, заложенный в шов (для заложения в швы кладки).

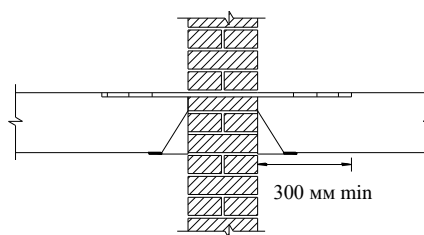
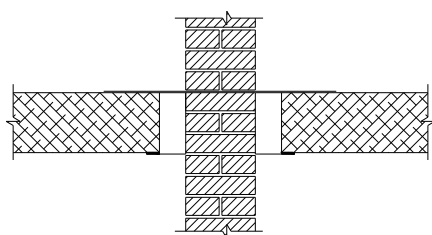
**Рисунок 11.11** Примеры опоры для балки с использованием фланцев



**Рисунок 11.12 Соединение конструкций перекрытий в продольном направлении с каменными стенами (только с одной стороны)**

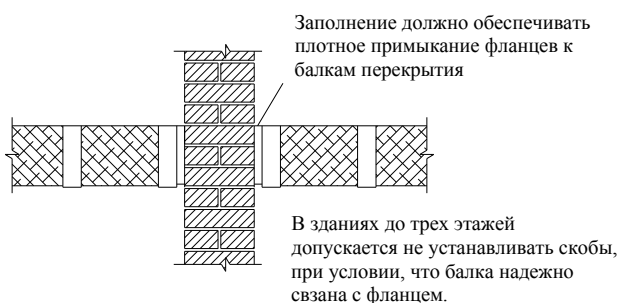


Крепление деревянных балок перекрытия с помощью двух фланцев

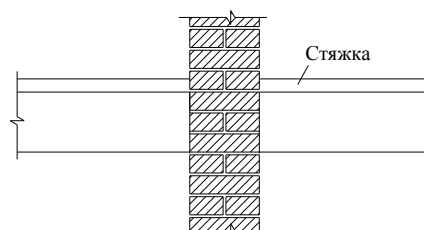


В зданиях до трех этажей допускается не устанавливать скобы, при условии, что балка надежно связана с фланцем.

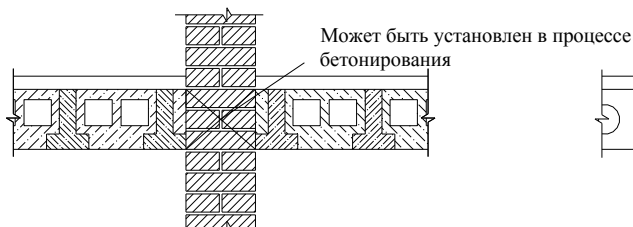
Деревянные балки перекрытия примыкающие к внутренней стене



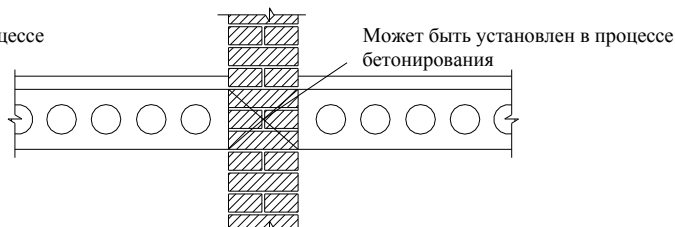
Монолитные железобетонные плиты перекрытия примыкающие к внутренней стене



Балки и заполнение перекрытий примыкающие к внутренней стене



Сборные плиты перекрытия примыкающие к внутренней стене



**Рисунок 11.13 Соединения конструкций перекрытий с внутренними каменными стенами**

### 11.5.1.2 Соединение с помощью анкеров

**11.5.1.2.1** Анкеры должны передавать горизонтальные усилия между стеной и несущим элементом каркаса.

**11.5.1.2.2** Если временные нагрузки на стену малы, как, например, в соединении фронтовой кладки с кровлей, необходимо, чтобы прочность анкерных соединений кладки фронтона со стеной была достаточной.

**11.5.1.2.3** Шаг анкеров при опирании плит перекрытия и покрытия на стены (примыкания к стенам) должен быть не более 2 м, а в зданиях с количеством этажей более 4 — не более 1,25 м.

### 11.5.1.3 Соединение посредством трения

**11.5.1.3.1** Если плиты перекрытия и покрытия или монолитные пояса непосредственно опираются на стену, то сопротивление трения должно обеспечивать передачу горизонтальных нагрузок.

### 11.5.1.4 Кольцевые анкеры и кольцевые балки (армопояса)

**11.5.1.4.1** Если передача горизонтальных нагрузок на конструкции каркаса происходит через кольцевые балки (армопояса) или кольцевые анкеры, то их размещают в каждой плоскости перекрытия непосредственно под ним. Кольцевые анкеры могут быть из железобетона, армированной каменной кладки, стали или дерева и должны быть в состоянии передавать растягивающее усилие с расчетным значением прочности не менее 45 кН.

**11.5.1.4.2** Если кольцевые анкеры не замкнуты (имеют разрывы), необходимо принять дополнительные меры для обеспечения непрерывности передачи усилий на конструкции каркаса.

**11.5.1.4.3** Армопояса из железобетона должны иметь не менее двух продольных арматурных стержней с минимальной площадью сечения  $150 \text{ мм}^2$ . Стыки арматуры выполняют согласно СП РК EN 1992-1-1 и, по возможности, со смещением. Параллельно проходящую арматуру можно учитывать с полным поперечным сечением, при условии, что она находится в перекрытиях или оконных перемычках на удалении не более 0,5 м от середины стены и перекрытия.

**11.5.1.4.4** Если применяют перекрытия, не работающие как жесткий диск в горизонтальной плоскости, или под опоры плит укладывают подвижные (скользящие) слои, то горизонтальную жесткость стены обеспечивают кольцевыми балками (армопоясами) или эквивалентными по жесткости элементами конструкции.

## 11.5.2 Соединения между стенами

### 11.5.2.1 Пересечения стен

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

**11.5.2.1.1** Соединение в зоне примыкания стены осуществляют:

- перевязкой каменной кладки (см. 11.1.4)

или

- анкерами или армированием в каждой стене.

**11.5.2.1.1** Соединяемые стены должны возводиться одновременно.

### 11.5.2.2 Двухслойные стены с воздушным слоем и двухслойные стены с облицовочным слоем

**11.5.2.2.1** Соединение слоев двухслойных стен с воздушным слоем должно обеспечивать их совместную работу.

**11.5.2.2.2** Количество связей для соединения обоих слоев двухслойной стены, имеющей воздушную прослойку, или облицовочного слоя с кладкой внутренней версты должно соответствовать требованиям 9.5. Количество связей должно составлять не менее  $n_{\min}$  на  $1 \text{ м}^2$ . Применяют большее значение.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Требования по применению связей установлены в EN 1996-2.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если для соединения двух слоев стены применяют соединительные элементы,

например, арматурные сетки в горизонтальных швах, каждый соединительный элемент следует рассматривать как стеновое соединение.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 В соответствии с национальным приложением к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011 значение  $n_{\min}$  для двухслойных стен с воздушным слоем и двухслойных стен с облицовочным слоем принимать равным:  $n_{\min} = 2$ .

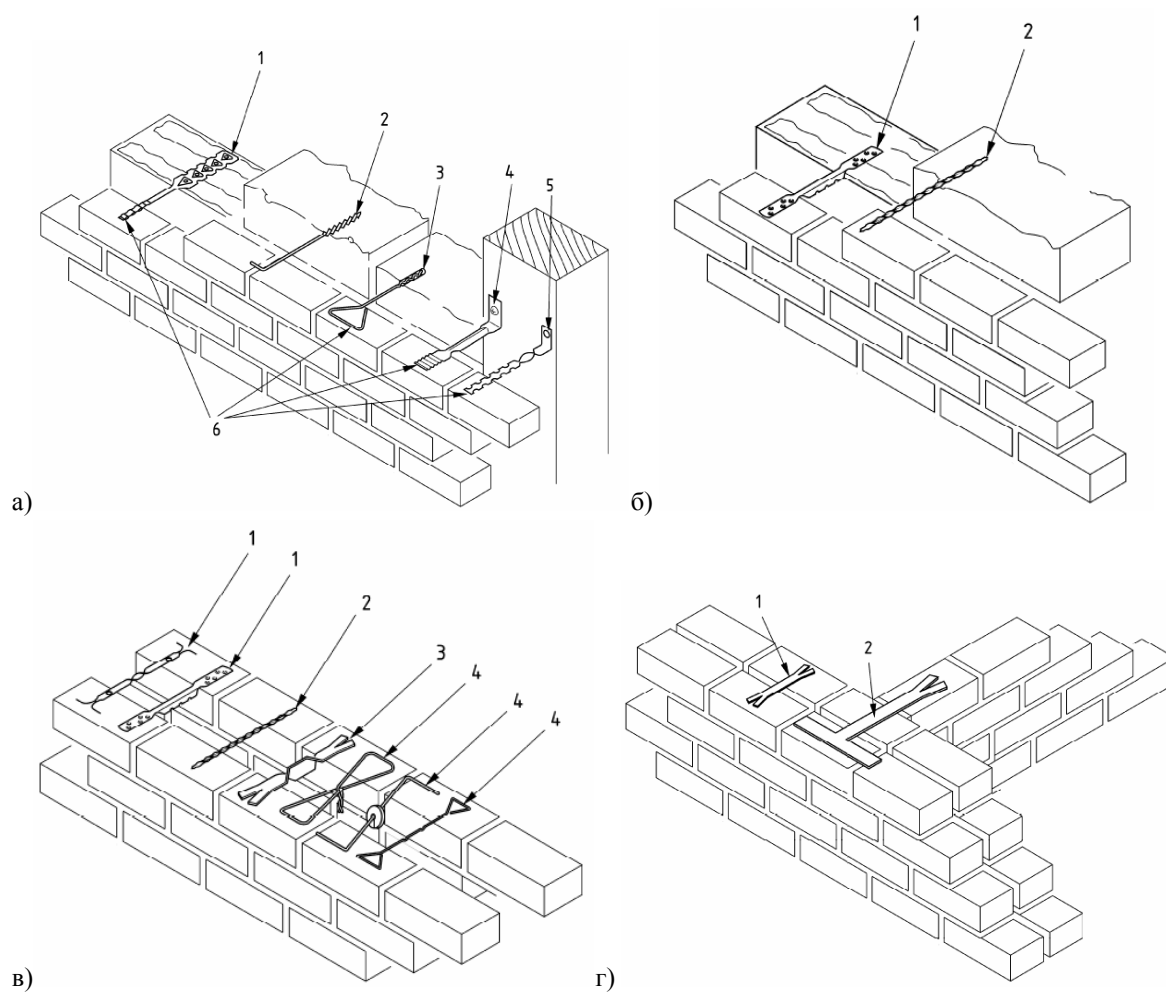
### 11.5.2.3 Двухслойные стены без воздушного слоя

**11.5.2.3.1** Соединение слоев двухслойной стены без воздушного слоя должно быть прочным.

**11.5.2.3.1** Связи, соединяющие между собой слои двухслойной стены без воздушного слоя, рассчитывают согласно 9.5. Они должны иметь достаточную площадь поперечного сечения с не менее чем  $j$  связями (анкерами) на  $1 \text{ м}^2$  площади стены и должны быть равномерно распределены.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для соединения слоев двухслойной стены без воздушного слоя могут применяться арматурные сетки в горизонтальных швах.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В соответствии с национальным приложением к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011 значение  $j$ , принимать равным:  $j = 2$ .



#### а) Примеры асимметричных анкерных связей

1. Закрепление переднего конца в растворе, заднего конца - в шве из раствора, укладываемого тонким слоем.

2. Винтовое крепление.
3. Крепление с помощью связных дюбелей (раствор на основе синтетических смол).
4. Анкерная связь, привинченная к деревянной раме шурупом.
5. Анкерная связь, прибитая к деревянной раме гвоздем.

**б) Примеры устройства симметричных стеновых анкеров в асимметричных стенах**

1 Фасонный пластинчатый анкер, закрепленный передним концом в кладочном растворе и задним концом – в шве кладки из раствора, укладываемого тонким слоем.

2 Спиральный анкер, закрепленный передним концом в кладочном растворе и задним концом ввинченный в строительный блок.

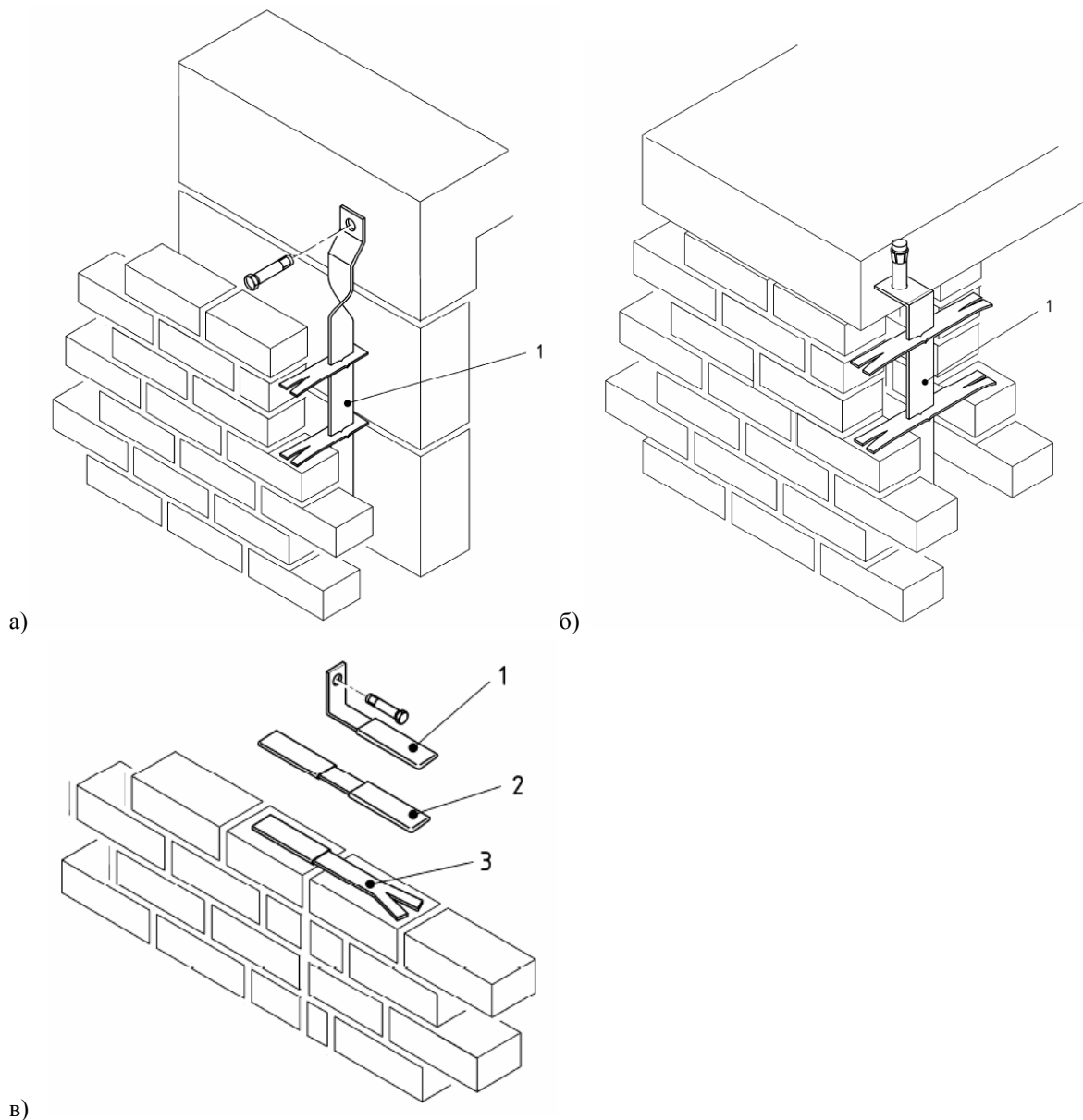
**в) Примеры устройства симметричных анкерных связей**

1. Анкерные пластины (из тонколистового металла)
2. Резьбовой (спиральный) анкер
3. Анкерные пластины (из толстолистового металла)
4. Проволочная оттяжка

**г) Примеры устройства анкерных связей работающих на сдвиг**

1. Симметричный анкер с раздвоенными концами
2. Асимметричный Т-образный анкер

**Рисунок 11.14 Примеры анкерных связей**



**а) Примеры устройства скользящих анкерных связей**

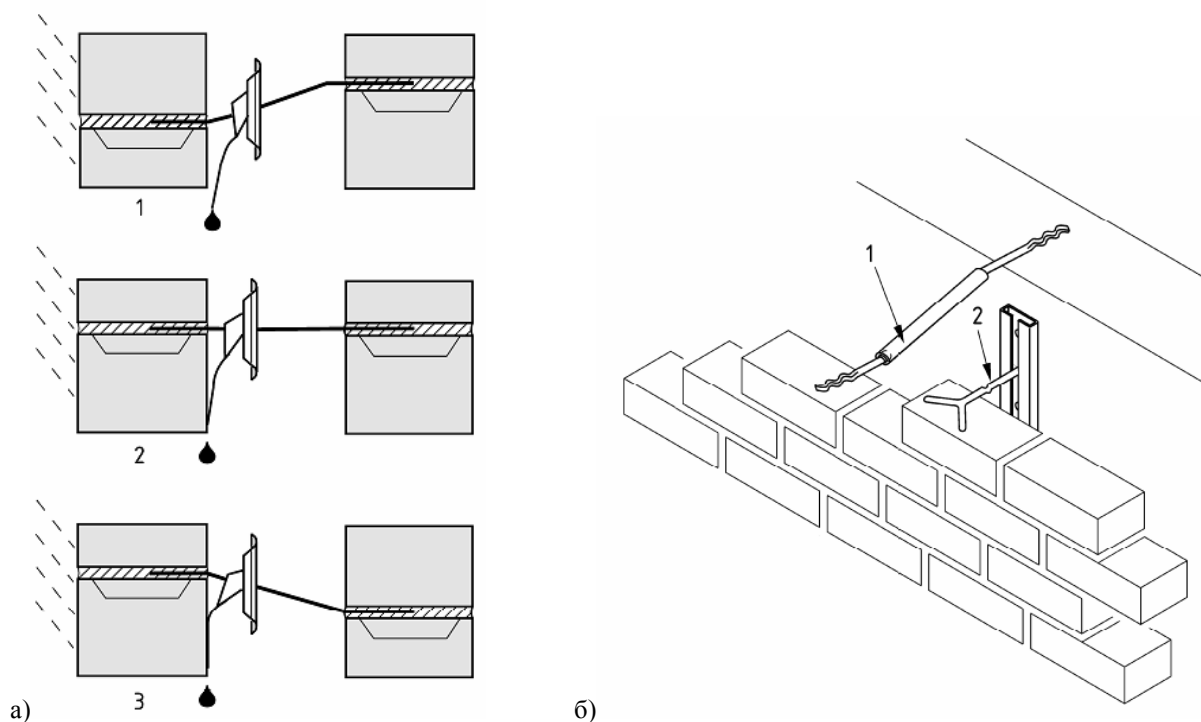
1. Торцовое анкерное крепление облицовочной оболочки

**б) Примеры устройства скользящих анкерных связей**

1. Анкерное крепление двухоболочковой каменной кладки к потолку

**в) Примеры устройства скользящих анкерных связей**

1. Асимметричный скользящий анкер с раздвоенным концом
2. Симметричный скользящий анкер
3. Асимметричный скользящий анкер с креплением

**Рисунок 11.15 Примеры скользящих анкеров****а) Примеры устройства гибких анкерных связей для разновысоких швов**

1. Монтаж с благоприятным уклоном анкера
2. Монтаж на одной высоте
3. Монтаж с неблагоприятным уклоном анкера

**б) Пример устройства гибкой анкерной связи для разности движений между оболочками каменной кладки**

1. Анкерная связь с универсальным шарниром
2. Анкер в детали скольжения

**Рисунок 11.16 Гибкие анкерные связи**

## 11.6 Штрабы и выемки в стенах

### 11.6.1 Общие положения

**11.6.1.1** Штрабы и выемки не должны отрицательно влиять на устойчивость стены.

**11.6.1.2** Штрабы и выемки не должны проходить через опоры и прочие несущие элементы стены. Кроме того, в армированной каменной кладке они недопустимы без согласования с проектной организацией.

**11.6.1.3** В двухслойных стенах с воздушным слоем расположение штраб и выемок устанавливают для каждого слоя стены.

### 11.6.2 Вертикальные штрабы и выемки

**11.6.2.1** Снижение прочности на сжатие, сдвиг и изгиб из-за вертикальных штраб и выемок допускается не учитывать, если эти штрабы и выемки имеют глубину не более  $t_{ch,v}$ . В этом случае за глубину штраб и выемок принимают глубину вместе с местными углублениями, получаемыми при создании штраб и выемок. При превышении предельных значений прочность на сжатие, сдвиг и изгиб проверяют расчетным путем с учетом уменьшенного за счет штраб и выемок поперечного сечения элемента каменной кладки. В соответствии с национальным приложением к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011 значения  $t_{ch,v}$  указаны таблице 11.1.

**Таблица 11.1 Размеры вертикальных штраб и выемок, допустимые в каменной кладке без расчета (мм)**

Толщина стены	Штрабы и выемки, создаваемые дополнительно		Штрабы и выемки, создаваемые при возведении каменной кладки	
	Максимальная глубина	Максимальная ширина	Остающаяся минимальная толщина кладки	Максимальная ширина
От 85 до 115	30	100	70	300
“ 116 “ 175	30	125	90	300
“ 176 “ 225	30	150	140	300
“ 226 “ 300	30	175	175	300
Св. 300	30	200	215	300

**Таблица 11.1 Размеры вертикальных штраб и выемок, допустимые в каменной кладке без расчета (мм) (продолжение)**

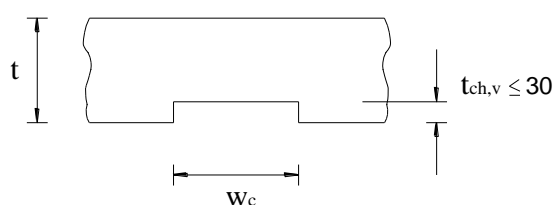
**ПРИМЕЧАНИЕ 1** В этом случае за глубину штраб и выемок принимают глубину вместе с местными углублениями, получаемыми при создании штраб и выемок.

**ПРИМЕЧАНИЕ 2** Вертикальные штрабы, которые имеют высоту над перекрытием не более чем на треть этажа, при толщине стены более 225 мм могут иметь глубину до 80 мм и ширину до 120 мм.

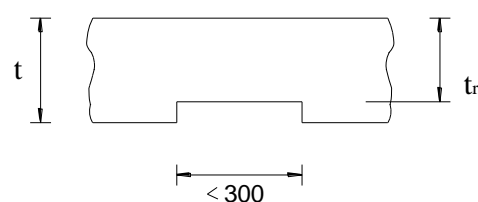
**ПРИМЕЧАНИЕ 3** Расстояние по горизонтали между соседними штрабами или между штрабой и выемкой или проемом должно составлять не менее 225 мм.

**ПРИМЕЧАНИЕ 4** Расстояние по горизонтали между соседними выемками, независимо от того, имеются ли они только на одной стороне стены или также на противоположной стороне, и между выемкой и проемом должно быть не менее двойной ширины более широкой выемки.

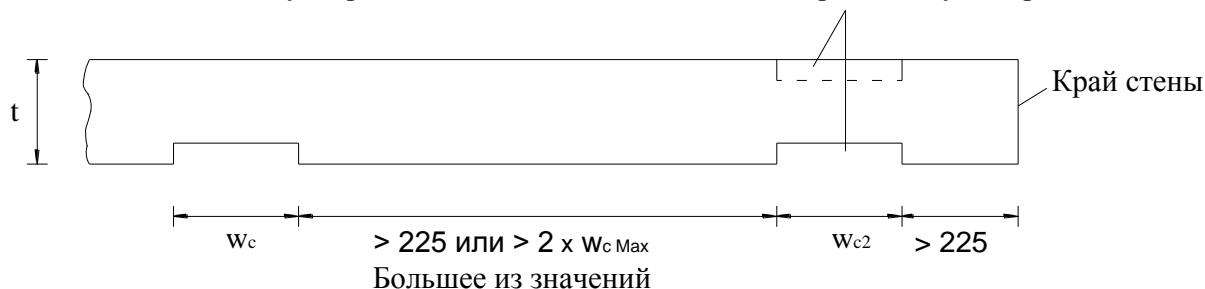
**ПРИМЕЧАНИЕ 5** Общая ширина вертикальных штраб и выемок должна составлять не более 0,13 значения длины расчетного участка стены.



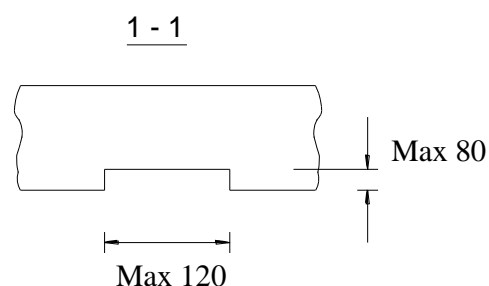
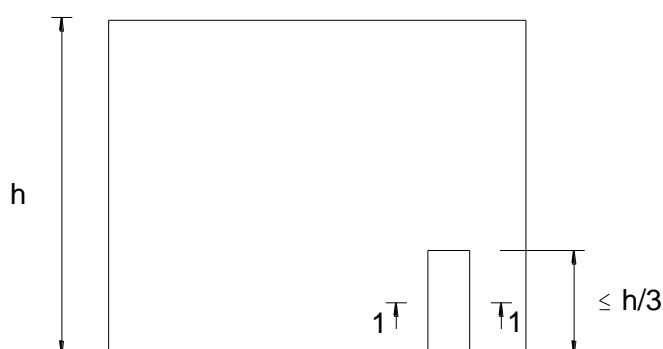
Расстояние между штрабами



Штрабы с двух сторон стены



Штрабы в основании стены толщиной  $\geq 225$  мм



*Примечание* - Общая ширина вертикальных штраб должна быть  $\leq 0,13$  длины стены

## Рисунок 11.17 Ограничения размеров вертикальных штраб в каменных стенах

## 11.6.3 Горизонтальные и косые штрабы

**11.6.3.1** Каждая горизонтальная и косая штраба должны размещаться в зоне, высота которой менее чем  $1/8$  высоты этажа в свету выше или ниже перекрытия. Общая глубина штрабы должна быть менее  $t_{ch,h}$  при условии, что эксцентриситет действующей в этой зоне расчетной вертикальной нагрузки менее  $t/3$ . В этом случае за глубину штрабы и выемки принимают глубину вместе с местными углублениями, получаемыми при создании штраб и выемок. При превышении предельных значений прочность на сжатие, сдвиг и изгиб проверяют расчетным путем с учетом уменьшенного поперечного сечения стены. В соответствии с национальным приложением к СП РК EN 1996-1-1:2005/2011 значения  $t_{ch,h}$  указаны в таблице 11.2.

**Таблица 11.2 Размеры горизонтальных и косых штраб, допустимые в каменной кладке без расчета (мм)**

Толщина стены	Максимальная глубина	
	Неограниченная длина	Длина $\leq 1250$
От 85 до 115	0	0
“ 116 “ 175	0	15
“ 176 “ 225	10	20
“ 226 “ 300	15	25
Св. 300	20	30

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Максимальная глубина штрабы должна включать глубину местного углубления, получаемого при создании штрабы.

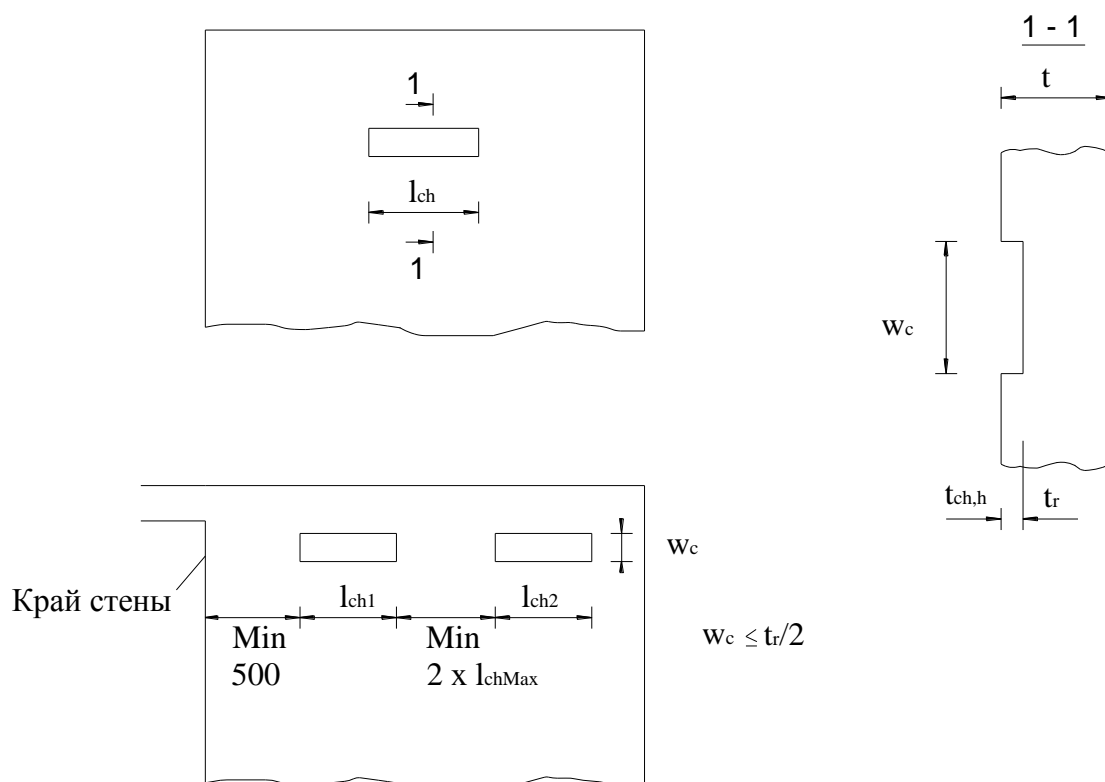
ПРИМЕЧАНИЕ 2 Расстояние по горизонтали между концом штрабы и проемом должно составлять не менее 500 мм.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Расстояние по горизонтали между соседними штрабами ограниченной длины, независимо от того, имеются ли они только на одной стороне стены или также на противоположной стороне, должно быть не менее двойной длины самой длинной штрабы.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 В стенах толщиной более 175 мм допустимую глубину штрабы допускается увеличить на 10 мм, если применяют инструмент, с помощью которого можно точно выдерживать необходимую глубину штрабы. При применении инструмента для создания штраб глубиной до 10 мм по обеим сторонам стены остаточная толщина стены должна быть не менее 225 мм.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 Ширина штрабы должна быть не более половины остаточной толщины.





Примечания:

- 1- Для стен, толщиной более чем 175 мм,  $t_{ch,h}$  может быть увеличена на 10 мм, если используется точная машинная вырезка.
- 2 - Горизонтальные штрабы должны быть установлены в пределах одной восьмой высоты стены в чистоте (выше или ниже пола).
- 3 - Правила для выполнения горизонтальных штраб также относятся и к косым штрабам.

**Рисунок 11.18 Ограничения размеров горизонтальных штраб в каменных стенах**

## 11.7 Гидроизоляционные слои

**11.7.1** Гидроизоляционные слои должны быть в состоянии передавать горизонтальные и вертикальные нагрузки, не подвергаясь повреждениям и не вызывая повреждений других конструкций. Они должны иметь достаточное сопротивление трения для предотвращения непреднамеренного смещения каменной кладки.

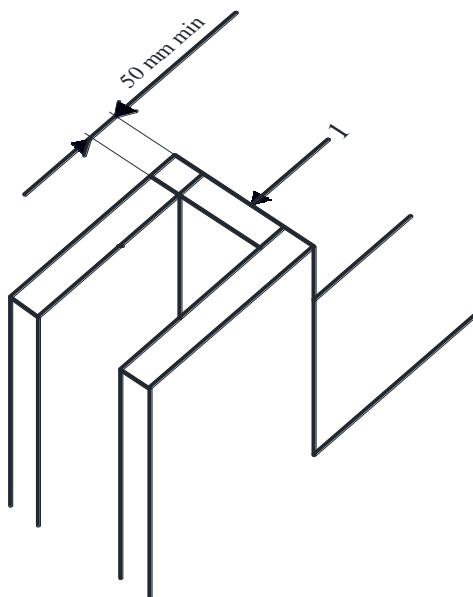
## 11.8 Перемычки

**11.8.1** Для перекрытия проемов в каменных стенах следует, как правило, применять железобетонные перемычки, которые рассчитываются как балки согласно разделам 9 и 10.

**11.8.2** При отсутствии железобетонных перемычек допускается применение каменных (например арочные).

**11.8.3** Как правило, минимальная длина опоры перемычки должна составлять 100 мм. Минимальную длину опоры в каменной кладке из строительных блоков пустотностью более 50 % и в каменной кладке из ячеистого бетона рассчитывают в соответствии с разделом 9. В стенах из двух частей опора в промежуточном пространстве между наружной и внутренней частей должна выступать не менее чем на 50 мм за торец стенки (см. рисунок 11.19).

При заделке в укладываемый монолитный бетон арматурных стержней или предварительно напряженных стержней до 200 мм длину опоры можно уменьшить до 50 мм.



1 – торцевая стенка, ограничивающая промежуточное пространство.

### Рисунок 11.19 Длина опоры для конструкций стен из двух частей

**11.8.4** Перед монтажом перемычку проверяют на наличие дефектов или следов повреждений. При необходимости принимают меры, рекомендованные изготовителем.

Во избежание повреждения перемычки при монтаже необходимо соблюдать рекомендации изготовителя.

Перемычку укладывают на слой раствора и устанавливают горизонтально в продольном и поперечном направлениях.

Гидроизоляция, необходимая в наружных стенах, может представлять собой независимый гидроизоляционный слой с улавливающим устройством в пространстве между наружным и внутренним слоями стены или быть частью перемычки. Систему гидроизоляции устраивают в соответствии с рекомендациями изготовителя.

**11.8.4** Перемычки частичной сборки, дополняемые на строительной площадке, должны иметь необходимые опоры, выполненные в соответствии с рекомендациями изготовителя. Опоры удаляют только тогда, когда элемент каменной кладки перемычки достигнет своей расчетной прочности.

Все швы каменной кладки (горизонтальные и вертикальные) должны быть заполнены строительным раствором.

Соединение и каменную кладку перемычки частичной сборки, дополняемой на строительной площадке, выполняют в соответствии с рекомендациями изготовителя.

В перемычке после частичной сборки, дополняемой на строительной площадке, не должно быть зазоров или отверстий.

## 11.9 Температурная и длительная деформации

**11.9.1** Температурную и длительную деформации следует учитывать в том случае,

если они оказывают отрицательное воздействие на каменную кладку.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Информация по учету деформаций в каменной кладке приведена в СП РК EN 1996-2.

**11.9.2** При проектировании следует предусмотреть вероятность деформаций каменных конструкций и элементов из кладки, так чтобы деформации не оказывали воздействия на свойства каменных конструкций при использовании.

**11.9.3** Если не все пересекающиеся стены имеют одинаковый характер деформаций, соединение между такими стенами должно обладать способностью перераспределения дифференциальных деформаций.

**11.9.4** Между слоями (верстами) кладки многослойных стен или между каменными и другими конструкциями, к которым прилегает кладка, должны быть установлены, где это необходимо, связи обеспечивающие устойчивость к деформациям для распределения деформаций в одной плоскости.

**11.9.5** При использовании в многослойной стене с пустотами гибких связей, не являющихся устойчивыми к вертикальным деформациям отдельных (несущих и ненесущих) слоев, должна быть ограничена непрерывная высота между горизонтальными деформационными швами во внешнем слое наружных многослойных стен во избежание разрушения гибких связей в стене между слоями.

**11.9.6** Для минимизации образования трещин, прогиба или деформации, вызванных расширением, усадкой, дифференциальными деформациями или ползучестью, используют деформационные швы или в кладку помещают арматуру.

**11.9.7** Для компенсации воздействий температурных и влажностных деформаций, ползучести и прогиба, возможных воздействий от собственных силовых деформаций, вызванных вертикальной или боковой нагрузкой, следует выполнять вертикальные и горизонтальные деформационные швы таким образом, чтобы элементы каменных конструкций не подвергались повреждению.

**11.9.8** Расположение деформационных швов должно учитывать необходимость сохранения целостности конструкции стены.

**11.9.9** Деформационные швы проектируют и располагают учитывая:

- тип материала элемента кладки с учетом характеристик деформаций элементов, вызванных влажностью;
- геометрическую форму конструкции, учитывая отверстия и пропорции участков стен;
- степень ограничения;
- деформации кладки при длительной и кратковременной нагрузке;
- деформации кладки при температурных и климатических воздействиях;
- огнестойкость;
- требования к звуко- и теплоизоляции;
- наличие или отсутствие армирования.

**11.9.10** Конструкции и реализация деформационных швов должны обеспечивать возможность распределения обратимых и необратимых прогнозируемых деформаций без повреждения каменных конструкций.

**11.9.11** Деформационные швы должны проходить через всю толщину стены или

наружного слоя многослойной стены с пустотами или любые отделочные покрытия, являющиеся недостаточно податливыми для того, чтобы распределить деформации.

**11.9.12** Плоскость скольжения деформационного шва проектируют таким образом, чтобы обеспечить скольжение частей конструкции по отношению друг к другу для уменьшения растягивающего напряжения и напряжения сдвига в граничащих элементах (слоях) каменных конструкций.

**11.9.13** В наружных стенах деформационные швы проектируют таким образом, чтобы обеспечить стекание воды без повреждения кладки или проникновения в здание.

**11.9.14** Горизонтальное расстояние между вертикальными швами в наружном слое стен из кладки должно учитывать тип стены, элементов кладки, строительного раствора и специфические строительные детали.

**11.9.15** Горизонтальное расстояние между вертикальными наружными швами в наружном не несущем нагрузку неармированном слое многослойных стен из кладки не должно превышать  $l_m$ .

Максимальное горизонтальное расстояние  $l_m$ , между вертикальными деформационными швами для наружного не несущего нагрузку неармированного слоя многослойных наружных стен:

тип кладки	$l_m$ , м:
- кладка из керамического кирпича и камней	— 12;
- кладка из силикатных камней и кирпича	— 8;
- перлитобетонная кладка и кладка из искусственного камня	— 6;
- кладка из ячеистого бетона автоклавного твердения	— 6;
- кладка из природного камня	— 12.

ПРИМЕЧАНИЕ Максимальное горизонтальное расстояние между вертикальными деформационными швами можно увеличить для стен, содержащих арматуру горизонтальных швов кладки, соответствующую EN 845-3. Инструкцию можно получить у производителей арматуры горизонтальных швов кладки.

**11.9.16** Расстояние от первого вертикального шва до заземленного вертикального края стены (или угла здания) не должно превышать половину значения  $l_m$ .

**11.9.17** Следует учесть необходимость вертикальных деформационных швов в неармированных не несущих нагрузку стенах.

ПРИМЕЧАНИЕ Для расстояния не приведены рекомендуемые значения, так как они зависят от местных традиций строительства, типа используемых полов и других строительных деталей.

**11.9.18** Расстояние между деформационными швами должно учитывать необходимость поддержания целостности конструкции несущих нагрузку внутренних стен.

**11.9.19** Если горизонтальные деформационные швы должны распределять вертикальные деформации в неармированной облицовке стены или в неармированном не несущем нагрузку наружном слое (версте) многослойной (с пустотами) стены, расстояние между горизонтальными деформационными швами должно учитывать тип и расположение поддерживающей наружный слой конструктивной системы.

## 12 ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

### 12.1 Общие положения

**12.1.1** Все работы производят в соответствии с установленными требованиями в рамках допустимых отклонений.

**12.1.2** Все работы должны производиться квалифицированным и обученным персоналом.

## **12.2 Определение расчетных параметров и конструкция элементов каменной кладки**

**12.2.1** Устойчивость строительного сооружения или отдельных стен обеспечивают в процессе строительных работ. При необходимости, на строительной площадке принимают специальные меры.

## **12.3 Нагрузка на каменную кладку**

**12.3.1** Во избежание повреждений нагружение каменной кладки допускается только тогда, когда она достаточно прочная.

**12.3.2** Забуртовку опорных стен допускается осуществлять только тогда, когда они могут воспринимать нагрузки, обусловленные забуртовкой (уплотнением и вибрацией).

**12.3.3** Особое внимание следует уделять стенам, которые во время производства работ временно не имеют опор, но при этом подвержены воздействию ветровых и строительных нагрузок. При необходимости, для обеспечения их устойчивости создают временные опоры.

## **12.4 Приемка, обработка и хранение материалов**

### **12.4.1 Общие положения**

**12.4.1.1** Обработка и хранение материалов и изделий для использования в кладке должны быть такими, чтобы не происходило такого повреждения материалов, чтобы они не соответствовали своим целям.

**12.4.1.2** Если установлено техническими требованиями на проектирование, образцы материала отбирают и испытывают.

**12.4.1.3** Разные материалы хранят отдельно.

### **12.4.2 Арматура и предварительно напряженные изделия**

**12.4.2.1** Состояние поверхности арматуры и предварительно напряженных изделий проверяют до использования. Поверхность не должна иметь вредных веществ, которые могут оказать неблагоприятное воздействие на сталь, бетон или строительный раствор.

**12.4.2.2** При хранении и обработке избегают повреждения или деформации арматуры. Стальные стержни арматуры, стальные стержни арматуры для предварительного напряжения и/или пучковую арматуру, предварительно напряженные изделия заводского изготовления, арматуру горизонтальных швов заводского изготовления хранят не на земле, на достаточном расстоянии от грязи, масла, смазки, краски или места проведения сварочных работ.

**12.4.2.3** При хранении и обработке арматуры для предварительного напряжения избегают проведения сварочных работ вблизи пучковой арматуры без обеспечения специальной защиты (от сварочного разбрызгивания).

**12.4.2.4** Для защитного слоя бетона предварительно напряженных изделий заводского изготовления учитывают следующее:

- следует избегать местного разрушения защитного слоя бетона и внутренней коррозии арматуры;

- следует обеспечить водонепроницаемость.

## **12.5 Изготовление материалов**

### **12.5.1 Строительные растворы и бетон заполнения, изготовленные на месте проведения работ**

#### **12.5.1.1 Общие положения**

**12.5.1.1.1** Строительные растворы и бетон заполнения изготавливают на месте проведения работ, используя инструкцию по смешиванию, приводящую к образованию требуемых рабочих характеристик. Если инструкция по смешиванию не приведена в технических требованиях на проектирование, подробное описание входящих в состав материалов, их пропорций и метода смешивания должно быть установлено на основании испытаний, проведенных на пробных смесях, и/или на основании официальных общедоступных ссылочных материалов, имеющихся в наличии в месте использования.

**12.5.1.1.2** При необходимости проведения испытаний, их проводят в соответствии с техническими требованиями на проектирование. Если результаты испытаний указывают, что инструкция по смешиванию не дает требуемых рабочих характеристик, в инструкцию вносят изменения и, если она является частью технических требований на проектирование, любые изменения согласовывают с проектировщиком.

#### **12.5.1.2 Содержание хлоридов**

**12.5.1.2.1** При отборе образцов в соответствии с EN 998-2 и испытании в соответствии с EN 1015-17 или использовании метода расчета, основанного на определении содержания ионов хлора в составляющих компонентах строительного раствора, не следует превышать максимально допустимое значение, приведенное в EN 998-2.

#### **12.5.1.3 Прочность раствора и бетона заполнения**

**12.5.1.3.1** При отсутствии необходимости проверки свойств строительного раствора, испытываемые образцы изготавливают и испытывают в соответствии с EN 1015-11.

**12.5.1.3.2** При наличии необходимости проверки свойств строительного раствора, испытываемые образцы изготавливают и испытывают в соответствии с EN 206-1.

#### **12.5.1.4 Примеси и добавки**

**12.5.1.4.1** Если не установлено техническими требованиями на проектирование, примеси, добавки и красители не используют.

#### **12.5.1.5 Дозировка**

**12.5.1.5.1** Материалы для строительного раствора и бетона заполнения разделяют по массе или объему на заданные пропорции в чистых соответствующих измерительных приспособлениях.

**12.5.1.5.2** При подборе состава материалов для бетона заполнения следует учесть количество воды, которую поглотят элементы кладки и швы, заполненные раствором.

#### **12.5.1.6 Метод смешивания и продолжительность смешивания**

**12.5.1.6.1** Метод смешивания и продолжительность смешивания должны обеспечить

последовательное изготовление соответствующих пропорций смеси. Избегают загрязнения строительного раствора в процессе последующей обработки.

**12.5.1.6.2** Если техническими требованиями на проектирование не разрешено смешивание вручную, используют соответствующую механическую мешалку.

**12.5.1.6.3** Продолжительность смешивания отсчитывают со времени добавления в мешалку всех входящих в состав материалов.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Как правило, подходящим является механическое смешивание от 3 до 5 мин после добавления всех входящих в состав компонентов, за исключением случая использования строительного раствора с замедлителем, продолжительность смешивания не должна превышать 15 мин. Более продолжительное смешивание, при использовании агентов вовлеченного воздуха, может привести к чрезмерному вовлечению воздуха и тем самым к уменьшению адгезии и прочности.

**12.5.1.6.4** Строительный раствор или бетон заполнения перемешивают таким образом, чтобы они имели достаточную удобоукладываемость для заполнения пространств, в которые его укладывают, без расслоения при трамбовке.

#### **12.5.1.7 Срок службы строительных растворов и бетона заполнения, содержащих цемент**

**12.5.1.7.1** Строительные растворы и бетон заполнения, содержащие цемент, должны быть готовы к использованию при их освобождении из мешалки, после чего связующие вещества, добавки, примеси или воду не добавляют.

**ПРИМЕЧАНИЕ** Допустимо добавление воды в строительные растворы, изготавливаемые на месте проведения работ, для замещения воды, потерянной при испарении.

**12.5.1.7.2** Строительный раствор и бетон заполнения следует использовать до истечения срока годности. Строительный раствор и бетон заполнения, оставшиеся после начала затвердевания, бракуют и не восстанавливают.

#### **12.5.1.8 Смешивание в холодную погоду**

**12.5.1.8.1** Воду, песок или предварительно замешенные известково-песчаные строительные растворы, содержащие частицы льда, не используют.

**12.5.1.8.2** Если не разрешено техническими требованиями на проектирование, соли для удаления льда или другие вещества, понижающие температуру замерзания, не используют.

#### **12.5.2 Строительные растворы заводского изготовления, предварительно замешенные растворы, предварительно замешенные известково-песчаные растворы и готовый бетон заполнения**

**12.5.2.1** Строительные растворы заводского изготовления и предварительно замешенные растворы используют в соответствии с инструкциями производителя, включая продолжительность смешивания и тип мешалки.

**12.5.2.2** Строительный раствор должен быть тщательно перемешан до равномерного распределения входящих в состав компонентов.

**12.5.2.3** Используют оборудование для смешивания, методы, включающие смешивание в холодную погоду и содержание смесительной установки, и продолжительность смешивания, установленную производителем.

**12.5.2.4** Предварительно замешенные известково-песчаные строительные растворы

перемешивают со связующим веществом.

**12.5.2.5** Готовые к использованию строительные растворы заводского изготовления используют до истечения срока годности, установленной производителем.

**12.5.2.6** Товарный бетон заполнения используют в соответствии с техническими требованиями на проектирование.

## **12.6 Выполнение кладки**

### **12.6.1 Адгезия**

**12.6.1.1** Достаточной адгезии достигают посредством соответствующего изготовления элементов кладки (кирпича и камней) и строительного раствора. Необходимость увлажнения элементов кладки перед использованием получают из технических требований на проектирование. При отсутствии требований в технических требованиях на проектирование, следуют рекомендациям производителя элементов и, где это целесообразно, производителя строительного раствора заводского изготовления.

**12.6.1.2** Если не установлено иного, горизонтальные и вертикальные швы между элементами кладки должны быть не заполнены раствором на глубину от поверхности не более чем на 5 мм в стенах толщиной 200 мм или менее.

**12.6.1.3** При использовании перфорированных элементов кладки, горизонтальные и вертикальные швы между элементами кладки должны быть не заполнены раствором на глубину от поверхности не более чем на 1/3 толщины облицовки, устанавливаемой на растворе, если не установлено иного.

### **12.6.2 Укладка элементов кладки**

**12.6.2.1** Если в технических требованиях на проектирование не установлено иного, элементы кладки с рифлями укладывают таким образом, чтобы они были полностью заполнены строительным раствором.

### **12.6.3 Расшивка и заделка для строительного раствора, отличного от тонкослойного раствора**

#### **12.6.3.1 Расшивка**

**12.6.3.1.1** При необходимости расшивки швов, швы, заполненные незатвердевшим раствором, расчищают таким образом, чтобы они имели очищенные стороны на глубине, по меньшей мере,  $d_p$ , но не более чем на 15 % толщины стены, измеряемой с обработанной поверхности шва. Неуплотненный раствор рыхлой структуры удаляют. Значение  $d_p$  является 15 мм для стены толщиной 100 мм (в соответствии с национальным приложением к СП РК EN 1996-2:2006/2011).

**12.6.3.1.2** Перед расшивкой всю поверхность очищают и, при необходимости, увлажняют для создания необходимой адгезии для последующей расшивки.

#### **12.6.3.2 Заделка (растворная стяжка)**

**12.6.3.2.1** Если в процессе выполнения кладку завершают посредством устройства стяжки из слоя раствора, строительный раствор трамбуют до плотного состояния, когда он потеряет удобоукладываемость.



#### **12.6.4 Устройство влагонепроницаемых слоев (перегородок) в кладке**

**12.6.4.1** В многослойных стенах с пустотами или слоями утеплителя следует выполнять влагонепроницаемые слои в кладке. При отсутствии инструкций выполнения влагонепроницаемых слоев, в углах и на пересечении стен эти слои должны перекрывать стены на всю их толщину. На остальных участках наружных стен влагонепроницаемые слои должны перекрывать наружный слой, пустоту и основной несущий слой стены не менее 150 мм.

#### **12.6.5 Деформационные швы**

**12.6.5.1** За исключением гибких связей, элементы кладки, включающие верхние и перекрывающие ряды, не должны перекрывать деформационные швы.

#### **12.6.6 Установка теплоизоляционных материалов**

**12.6.6.1** Если в полость (пустоту) устанавливают изоляцию посредством впрыскивания или нагнетания материалов, слои кладки должны иметь достаточную прочность для того, чтобы оказывать сопротивление давлению, оказываемому в процессе и после заполнения пустоты теплоизоляцией.

#### **12.6.7 Очистка облицовки кладки**

**12.6.7.1** Брызги строительного раствора, цементного раствора или другие пятна очищают сразу после их появления, предпочтительно с помощью щетки до схватывания вяжущих материалов.

**12.6.7.2** Метод очистки, учитывающий подверженность изменению цветности поверхностного слоя кладки, должен быть рекомендован изготовителем элементов кладки.

### **12.7 Хранение и способы защиты в процессе выполнения**

#### **12.7.1 Общие положения**

**12.7.1.1** Для предотвращения повреждения новой сложенной кладки предпринимают соответствующие меры.

**12.7.1.2** В процессе гидратации строительного раствора новую сложенную кладку защищают соответствующим образом от потери или поглощения влаги.

#### **12.7.2 Защита от дождя**

**12.7.2.1** Завершенную кладку защищают от дождя, падающего непосредственно на конструкцию, до достижения строительным раствором необходимого состояния. Ее защищают от вымывания строительного раствора из швов, циклов намокания и высыхания.

**12.7.2.2** Для защиты завершенной кладки непосредственно после окончания кладки и расшивки швов устанавливают водосливные пороги, желоба, ливневые стоки и временные водосточные трубы.

**12.7.2.3** Кладку и расшивку швов прекращают при сильном дожде и защищают элементы кладки, строительный раствор и свежую расшивку.

**12.7.2.4** Свежерасшитую кладку защищают в периоды сильного дождя.

#### **12.7.3 Защита от циклического замораживания/оттаивания**

**12.7.3.1** Для предотвращения повреждения завершенной кладки и расшивки от циклического замораживания/оттаивания предпринимают соответствующие меры.

**12.7.3.2** Строительный раствор не укладывают на или с замерзшими материалами.

**12.7.4 Защита от воздействий низкой влажности**

**12.7.4.1** Новую сложенную кладку защищают от условий низкой влажности, включающих осушающее воздействие ветра и высоких температур. Ее следует содержать влажной до гидратации цемента в строительном растворе.

**12.7.5 Защита от механического повреждения**

**12.7.5.1** Поверхности кладки, незащищенные края в углах и отверстиях, плинтуса и другие выступающие части защищают от повреждения и нарушения соответствующим образом, учитывая:

- другие выполняемые работы и последующие строительные работы;
- деятельность транспорта, задействованного в строительстве;
- бетон, выливаемый сверху;
- использование строительных лесов и применяемые с их помощью строительные технологии.

**12.7.5.2** Завершенную кладку защищают от строительных работ, в процессе которых можно запачкать гладкую лицевую кладку или повлиять на качество последующих работ, таких как нанесение штукатурки.

**12.7.6 Высота кладки**

**12.7.6** Высота кладки, возводимая за один день, должна быть ограничена таким образом, чтобы избежать неустойчивости и перегрузки свежего раствора. При определении соответствующей высоты кладки учитывают толщину стены, тип строительного раствора, форму и плотность кладочных элементов, степень подверженности конструкции воздействию ветра.

## Приложение А

(обязательное)

## Расчетные комбинации нагрузок и воздействий

**А.1** Переменные нагрузки определяются их характеристическими значениями  $Q_k$ . При составлении комбинаций нагрузок переменные нагрузки могут учитываться с характеристическим значением  $Q_k$  или со значениями, сниженными путем умножения на коэффициент к комбинационному значению  $\psi_i$ .

Эти значения определяются как:

$\psi_0 \cdot Q_k$  — редкое значение;

$\psi_1 \cdot Q_k$  — частое значение;

$\psi_2 \cdot Q_k$  — практически постоянное значение.

Значения коэффициентов к комбинационному значению  $\psi_i$  представлены в таблице А.1.

**Таблица А.1 Значения коэффициентов к комбинационному значению  $\psi_i$  для переменных нагрузок и воздействий**

Нагрузки, воздействия	Значение коэффициента		
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>1 Переменные нагрузки на перекрытия:</b>			
1.1 Квартыры жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц, палаты больниц и санаториев; террасы	0,7	0,5	0,35
1.2 Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений, классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений;	0,7	0,5	0,35
1.3 Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; технические этажи; подвальные помещения	0,7	0,5	0,5

**Таблица А.1 Значения коэффициентов к комбинационному значению  $\psi_i$  для переменных нагрузок и воздействий (продолжение)**

Нагрузки, воздействия	Значение коэффициента		
	$\psi_0$	$\psi_0$	$\psi_0$
1.4 Залы: а) читальные б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых) в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные г) торговые, выставочные и экспозиционные	0,7	0,7	0,6
1.5 Книгохранилища, архивы	1,0	0,9	0,8
1.6 Сцены зрелищных предприятий	0,7	0,7	0,6
1.7 Трибуны: а) с закреплёнными сидениями б) для стоящих зрителей	0,7	0,7	0,6
1.8 Чердачные помещения	0,7	0,5	0,0
1.9 Покрытия на участках: а) с возможным скоплением людей (выходящих из производственных помещений, залов, аудиторий и т. п.) б) используемых для отдыха в) прочих	0,7	0,7	0,6
1.10 Балконы (лоджии)	0,7	0,7	0,6
1.11 Участки обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях	0,7	0,5	0,0
1.12 Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям, указанным в позициях: а) 1.1; 1.2; 1.3 б) 1.4; 1.5; 1.6; 1.11 в) 1.7	0,7	0,7	0,6
1.13 Перроны вокзалов	0,7	0,7	0,6
1.14 Помещения для скота	0,5	0,5	0,3
1.15 Складские помещения	1,0	0,9	0,8
1.16 Транспортные проезды при: а) весе транспортного средства не более 30 кН б) то же, более 30 кН, но менее 160 кН	0,7 0,7	0,7 0,5	0,6 0,3
<b>2 Снеговая нагрузка</b>	0,7	0,5	0,3
<b>3 Ветровая нагрузка</b>	0,6	0,2	0,0
<b>4 Температурное воздействие (за исключением пожара)</b>	0,6	0,5	0,0

**А.2** Расчетные значения нагрузок  $F_d$  определяют путем умножения их характеристического значения  $F_k$  на частный коэффициент по нагрузке  $\gamma_F$ , значения которого приведены в таблице А.2.

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k \quad (\text{А.1})$$

Для постоянных нагрузок

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k \quad (\text{А.2})$$

Для переменных нагрузок

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \quad \text{или} \quad Q_d = \gamma_Q \cdot \psi_i \cdot Q_k \quad (\text{А.3})$$

Для особых нагрузок (если непосредственно не устанавливается  $A_d$ )  $A_d = \gamma_A \cdot A_k$ .

**Таблица А.2 Значения частных коэффициентов  $\gamma_F$  для нагрузок**

Эффект от воздействия	Частный коэффициент $\gamma_F$ , при нагрузках		
	постоянных $G_k, \gamma_G$	переменных $Q_k, \gamma_Q$	особых $A_k, \gamma_A$
Неблагоприятный	1,35	1,50	Для соответствующих расчетных ситуаций
Благоприятный	1,00	0,00	

Значения частных коэффициентов для нагрузок при проверке статического равновесия конструкции следует принимать по таблице А.3.

**А.3** Расчетные значения нагрузок, используемые в основном и особом комбинациях, следует принимать по таблице А.4

**Таблица А.3 Значения частных коэффициентов для нагрузок при проверке условий статического равновесия против опрокидывания**

Нагрузки	Частный коэффициент	
	Основное сочетание	Особое сочетание
Постоянные (собственный вес конструкции или ее элементов, напор воды, давление грунта), при эффекте: неблагоприятном благоприятном	1,1 0,9	1,0 1,0
Переменные, при эффекте: неблагоприятном благоприятном	1,5 0	1,0 0
Особые	—	1,0

**Таблица А.4 Расчетные значения нагрузок, используемых в основном и особом сочетаниях**

Расчетная комбинация	Нагрузка			
	Постоянная $G_d$	Переменная		Особая
		Доминирующая, со своими нормативными	Остальные, со своими комбинационными зна-	
Основное	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k$	—
Особое	$\gamma_{GA} \cdot G_k$	$\psi_1 \cdot Q_k$	$\psi_2 \cdot Q_k$	$\gamma_A \cdot A_k^*$
* Если непосредственно не установлено значение $A_d$ .				

**А.4** При расчете конструкций по предельному состоянию по несущей способности следует принимать следующие комбинации нагрузок:

а) при постоянных и переходных (временных) расчетных комбинациях, кроме многократно повторяющихся нагрузок или действия усилия предварительного напряжения, наиболее неблагоприятное из следующих комбинаций:

— первая основная комбинация

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i \geq 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (A.4)$$

— вторая основная комбинация

$$\sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (A.5)$$

б) особая комбинация

$$\sum_j (\gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j}) + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (A.6)$$

где  $G_{k,j}$  — характеристические значения постоянных нагрузок;

$Q_{k,1}$  — характеристическое значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,i}$  — характеристические значения сопутствующих переменных нагрузок;

$A_d$  — расчетное значение особого воздействия;

$\gamma_{G,j}$  — частный коэффициент для постоянных нагрузок;

$\gamma_{GA,j}$  — то же, для особой комбинации;

$\gamma_{Q,i}$  — то же, для переменных нагрузок;

$\psi_{0,i}$ ,  $\psi_{1,1}$ ,  $\psi_{2,i}$  — коэффициенты комбинаций переменных нагрузок, принимаемые по таблице А.1;

$\xi$  — коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,85.

Для учета влияния длительности действия нагрузок при расчете конструкций по предельному состоянию по несущей способности следует принимать практически постоянное сочетание:

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (\text{A. 7})$$

**А.5** При расчете конструкций по пригодности к нормальной эксплуатации следует принимать следующие сочетания нагрузок:

— характеристическая (редкое) комбинация

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (\text{A. 8})$$

— частая комбинация

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (\text{A. 9})$$

— практически постоянная комбинация

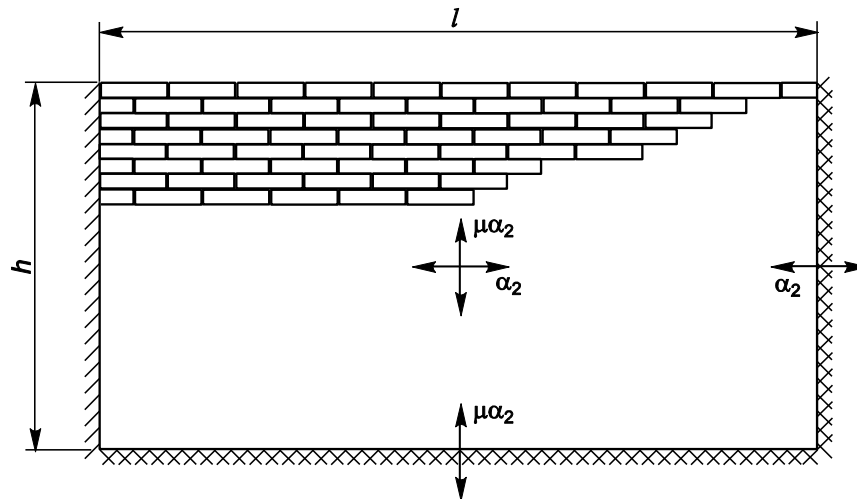
$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (\text{A. 10})$$

В расчетах по пригодности к нормальной эксплуатации следует принимать сочетание, которое дает наиболее неблагоприятный эффект, если это не установлено дополнительными требованиями настоящих норм.

## Приложение Б

(справочное)

**Коэффициент изгибающего момента  $\alpha_1$  для однослойных стеновых секций с толщиной стен не более 250 мм при действии горизонтальной нагрузки**

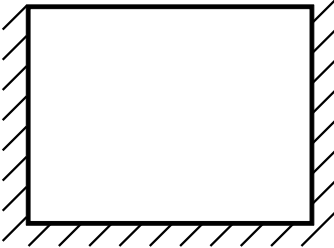


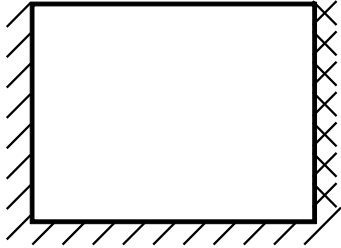
- свободная сторона;
- шарнирное опирание;
- xxxxxx — жесткое защемление

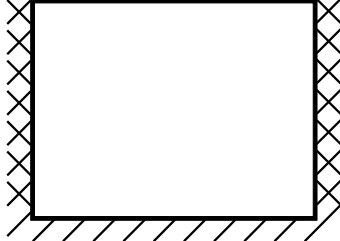
- 1 — свободная сторона; 2 — шарнирное опирание;
- 3 — жесткое защемление;
- 4 —  $\alpha_2, \mu\alpha_2$  — коэффициенты изгибающего момента в указанных направлениях

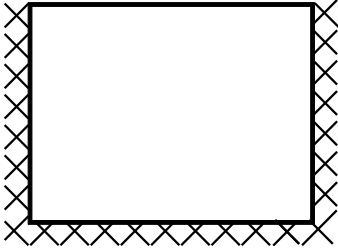
**Рисунок Б.1 Пояснения к применяемым условиям опирания в таблицах**

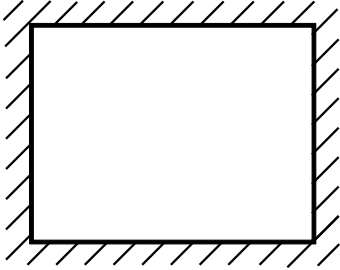


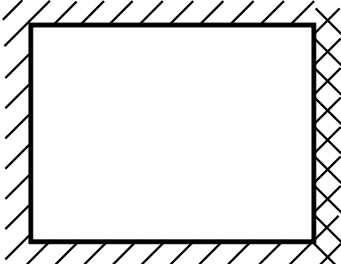
Условия закрепления стены по краям А	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,031	0,045	0,059	0,071	0,079	0,085	0,090	0,094
	0,90	0,032	0,047	0,061	0,073	0,081	0,087	0,092	0,095
	0,80	0,034	0,049	0,064	0,075	0,083	0,089	0,093	0,097
	0,70	0,035	0,051	0,066	0,077	0,085	0,091	0,095	0,098
	0,60	0,038	0,053	0,069	0,080	0,088	0,093	0,097	0,100
	0,50	0,040	0,056	0,073	0,083	0,090	0,095	0,099	0,102
	0,40	0,043	0,061	0,077	0,087	0,093	0,098	0,101	0,104
	0,35	0,045	0,064	0,080	0,089	0,095	0,100	0,103	0,105
	0,30	0,048	0,067	0,082	0,091	0,097	0,101	0,104	0,107
	0,25	0,050	0,071	0,085	0,094	0,099	0,103	0,106	0,109
	0,20	0,054	0,075	0,089	0,097	0,102	0,105	0,108	0,111
	0,15	0,060	0,080	0,093	0,100	0,104	0,108	0,110	0,113
	0,10	0,069	0,087	0,098	0,104	0,108	0,111	0,113	0,115
	0,05	0,082	0,097	0,105	0,110	0,113	0,115	0,116	0,117

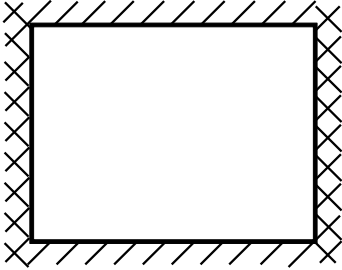
Условия закрепления стены по краям <b>В</b>	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,024	0,035	0,046	0,053	0,059	0,062	0,065	0,068
	0,90	0,025	0,036	0,047	0,055	0,060	0,063	0,066	0,068
	0,80	0,027	0,037	0,049	0,056	0,061	0,065	0,067	0,069
	0,70	0,028	0,039	0,051	0,058	0,062	0,066	0,068	0,070
	0,60	0,030	0,042	0,053	0,059	0,064	0,067	0,069	0,071
	0,50	0,031	0,044	0,055	0,061	0,066	0,069	0,071	0,072
	0,40	0,034	0,047	0,057	0,063	0,067	0,070	0,072	0,074
	0,35	0,035	0,049	0,059	0,065	0,068	0,071	0,073	0,074
	0,30	0,037	0,051	0,061	0,066	0,070	0,072	0,074	0,075
	0,25	0,039	0,053	0,062	0,068	0,071	0,073	0,075	0,077
	0,20	0,043	0,056	0,065	0,069	0,072	0,074	0,076	0,078
	0,15	0,047	0,059	0,067	0,071	0,074	0,076	0,077	0,079
	0,10	0,052	0,063	0,070	0,074	0,076	0,078	0,079	0,080
	0,05	0,060	0,069	0,074	0,077	0,079	0,080	0,081	0,082

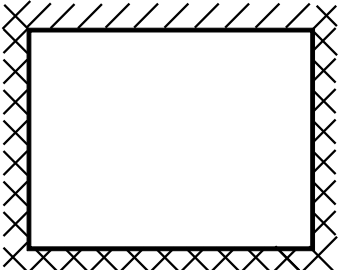
Условия закрепления стены по краям <b>С</b>	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,020	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
	0,90	0,021	0,029	0,038	0,043	0,046	0,048	0,050	0,052
	0,80	0,022	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
	0,70	0,023	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
	0,60	0,024	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
	0,50	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
	0,40	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
	0,35	0,029	0,039	0,045	0,049	0,052	0,053	0,054	0,055
	0,30	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
	0,25	0,032	0,042	0,048	0,051	0,053	0,054	0,056	0,057
	0,20	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,058
	0,15	0,037	0,046	0,051	0,053	0,055	0,056	0,057	0,059
	0,10	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059
	0,05	0,046	0,052	0,055	0,057	0,058	0,059	0,059	0,060

Условия закрепления стены по краям <b>D</b>	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,013	0,021	0,029	0,035	0,040	0,043	0,045	0,047
	0,90	0,014	0,022	0,031	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
	0,80	0,015	0,023	0,032	0,038	0,041	0,044	0,047	0,048
	0,70	0,016	0,025	0,033	0,039	0,043	0,045	0,047	0,049
	0,60	0,017	0,026	0,035	0,040	0,044	0,046	0,048	0,050
	0,50	0,018	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
	0,40	0,020	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
	0,35	0,022	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
	0,30	0,023	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
	0,25	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
	0,20	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
	0,15	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
	0,10	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,057
	0,05	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059

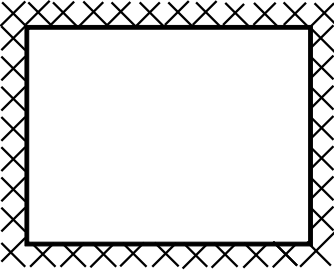
Условия закрепления стены по краям Е	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,00 8	0,01 8	0,03 0	0,04 2	0,05 1	0,05 9	0,06 6	0,07 1
	0,90	0,00 9	0,01 9	0,03 2	0,04 4	0,05 4	0,06 2	0,06 8	0,07 4
	0,80	0,01 0	0,02 1	0,03 5	0,04 6	0,05 6	0,06 4	0,07 1	0,07 6
	0,70	0,01 1	0,02 3	0,03 7	0,04 9	0,05 9	0,06 7	0,07 3	0,07 8
	0,60	0,01 2	0,02 5	0,04 0	0,05 3	0,06 2	0,07 0	0,07 6	0,08 1
	0,50	0,01 4	0,02 8	0,04 4	0,05 7	0,06 6	0,07 4	0,08 0	0,08 5
	0,40	0,01 7	0,03 2	0,04 9	0,06 2	0,07 1	0,07 8	0,08 4	0,08 8
	0,35	0,01 8	0,03 5	0,05 2	0,06 4	0,07 4	0,08 1	0,08 6	0,09 0
	0,30	0,02 0	0,03 8	0,05 5	0,06 8	0,07 7	0,08 3	0,08 9	0,09 3
	0,25	0,02 3	0,04 2	0,05 9	0,07 1	0,08 0	0,08 7	0,09 1	0,09 6
	0,20	0,02 6	0,04 6	0,06 4	0,07 6	0,08 4	0,09 0	0,09 5	0,09 9
	0,15	0,03 2	0,05 3	0,07 0	0,08 1	0,08 9	0,09 4	0,09 8	0,10 3
	0,10	0,03 9	0,06 2	0,07 8	0,08 8	0,09 5	0,10 0	0,10 3	0,10 6
	0,05	0,05 4	0,07 6	0,09 0	0,09 8	0,10 3	0,10 7	0,10 9	0,11 0

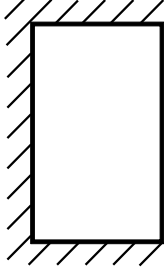
Условия закрепления стены по краям F	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,008	0,016	0,026	0,034	0,041	0,046	0,051	0,054
	0,90	0,008	0,017	0,027	0,036	0,042	0,048	0,052	0,055
	0,80	0,009	0,018	0,029	0,037	0,044	0,049	0,054	0,057
	0,70	0,010	0,020	0,031	0,039	0,046	0,051	0,055	0,058
	0,60	0,011	0,022	0,033	0,042	0,048	0,053	0,057	0,060
	0,50	0,013	0,024	0,036	0,044	0,051	0,056	0,059	0,062
	0,40	0,015	0,027	0,039	0,048	0,054	0,058	0,062	0,064
	0,35	0,016	0,029	0,041	0,050	0,055	0,060	0,063	0,066
	0,30	0,018	0,031	0,044	0,052	0,057	0,062	0,065	0,067
	0,25	0,020	0,034	0,046	0,054	0,060	0,063	0,066	0,069
	0,20	0,023	0,037	0,049	0,057	0,062	0,066	0,068	0,070
	0,15	0,027	0,042	0,053	0,060	0,065	0,068	0,070	0,072
	0,10	0,032	0,048	0,058	0,064	0,068	0,071	0,073	0,074
	0,05	0,043	0,057	0,066	0,070	0,073	0,075	0,077	0,078

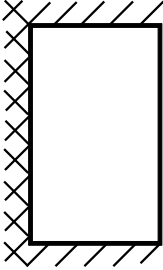
Условия закрепления стены по краям <b>G</b>	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	0,90	0,008	0,015	0,023	0,029	0,034	0,038	0,041	0,043
	0,80	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
	0,70	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
	0,60	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
	0,50	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
	0,40	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,049
	0,35	0,014	0,025	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,050
	0,30	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
	0,25	0,018	0,028	0,037	0,042	0,046	0,048	0,050	0,052
	0,20	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
	0,15	0,023	0,034	0,042	0,046	0,049	0,051	0,053	0,055
	0,10	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,057
	0,05	0,035	0,044	0,050	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058

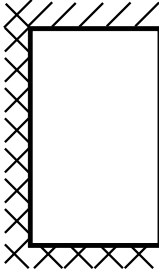
Условия закрепления стены по краям Н	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,005	0,011	0,018	0,024	0,029	0,033	0,036	0,039
	0,90	0,006	0,012	0,019	0,025	0,030	0,034	0,037	0,040
	0,80	0,006	0,013	0,020	0,027	0,032	0,035	0,038	0,041
	0,70	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	0,60	0,008	0,015	0,024	0,030	0,035	0,038	0,041	0,043
	0,50	0,009	0,017	0,025	0,032	0,036	0,040	0,043	0,045
	0,40	0,010	0,019	0,028	0,034	0,039	0,042	0,045	0,047
	0,35	0,011	0,021	0,029	0,036	0,040	0,043	0,046	0,047
	0,30	0,013	0,022	0,031	0,037	0,041	0,044	0,047	0,049
	0,25	0,014	0,024	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,051
	0,20	0,016	0,027	0,035	0,041	0,045	0,047	0,049	0,052
	0,15	0,019	0,030	0,038	0,043	0,047	0,049	0,051	0,053
	0,10	0,023	0,034	0,042	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
	0,05	0,031	0,041	0,047	0,051	0,053	0,055	0,056	0,056



Условия закрепления стены по краям I	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,004	0,009	0,015	0,021	0,026	0,030	0,033	0,036
	0,90	0,004	0,010	0,016	0,022	0,027	0,031	0,034	0,037
	0,80	0,005	0,010	0,017	0,023	0,028	0,032	0,035	0,038
	0,70	0,005	0,011	0,019	0,025	0,030	0,033	0,037	0,039
	0,60	0,006	0,013	0,020	0,026	0,031	0,035	0,038	0,041
	0,50	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	0,40	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
	0,35	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
	0,30	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
	0,25	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
	0,20	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,050
	0,15	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
	0,10	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
	0,05	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,056

Условия закрепления стены по краям <b>Ж</b>	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,009	0,023	0,046	0,071	0,096	0,122	0,151	0,180
	0,90	0,010	0,026	0,050	0,076	0,103	0,131	0,162	0,193
	0,80	0,012	0,028	0,054	0,083	0,111	0,142	0,175	0,208
	0,70	0,013	0,032	0,060	0,091	0,121	0,156	0,191	0,227
	0,60	0,015	0,036	0,067	0,100	0,135	0,173	0,211	0,250
	0,50	0,018	0,042	0,077	0,113	0,153	0,195	0,237	0,280
	0,40	0,021	0,050	0,090	0,131	0,177	0,225	0,272	0,321
	0,35	0,024	0,055	0,098	0,144	0,194	0,244	0,296	0,347
	0,30	0,027	0,062	0,108	0,160	0,214	0,269	0,325	0,381
	0,25	0,032	0,071	0,122	0,180	0,240	0,300	0,362	0,428
	0,20	0,038	0,083	0,142	0,208	0,276	0,344	0,413	0,488
	0,15	0,048	0,100	0,173	0,250	0,329	0,408	0,488	0,570
	0,10	0,065	0,131	0,224	0,321	0,418	0,515	0,613	0,698
	0,05	0,10 6	0,20 8	0,34 4	0,48 2	0,62 0	0,75 9	0,89 8	0,95 9

Условия закрепления стены по краям <b>К</b>	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,009	0,021	0,038	0,056	0,074	0,091	0,108	0,123
	0,90	0,010	0,023	0,041	0,060	0,079	0,097	0,113	0,129
	0,80	0,011	0,025	0,045	0,065	0,084	0,103	0,120	0,136
	0,70	0,012	0,028	0,049	0,070	0,091	0,110	0,128	0,145
	0,60	0,014	0,031	0,054	0,077	0,099	0,119	0,138	0,155
	0,50	0,016	0,035	0,061	0,085	0,109	0,130	0,149	0,167
	0,40	0,019	0,041	0,069	0,097	0,121	0,144	0,164	0,182
	0,35	0,021	0,045	0,075	0,104	0,129	0,152	0,173	0,191
	0,30	0,024	0,050	0,082	0,112	0,139	0,162	0,183	0,202
	0,25	0,028	0,056	0,091	0,123	0,150	0,174	0,196	0,217
	0,20	0,033	0,064	0,103	0,136	0,165	0,190	0,211	0,234
	0,15	0,040	0,077	0,119	0,155	0,184	0,210	0,231	0,253
	0,10	0,053	0,096	0,144	0,182	0,213	0,238	0,260	0,279
	0,05	0,080	0,136	0,190	0,230	0,260	0,286	0,306	0,317

Условия закрепления стены по краям <b>L</b>	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,006	0,015	0,029	0,044	0,059	0,073	0,088	0,102
	0,90	0,007	0,017	0,032	0,047	0,063	0,078	0,093	0,107
	0,80	0,008	0,018	0,034	0,051	0,067	0,084	0,099	0,114
	0,70	0,009	0,021	0,038	0,056	0,073	0,090	0,106	0,122
	0,60	0,010	0,023	0,042	0,061	0,080	0,098	0,115	0,131
	0,50	0,012	0,027	0,048	0,068	0,089	0,108	0,126	0,142
	0,40	0,014	0,032	0,055	0,078	0,100	0,121	0,139	0,157
	0,35	0,016	0,035	0,060	0,084	0,108	0,129	0,148	0,165
	0,30	0,018	0,039	0,066	0,092	0,116	0,138	0,158	0,176
	0,25	0,021	0,044	0,073	0,101	0,127	0,150	0,170	0,190
	0,20	0,025	0,052	0,084	0,114	0,141	0,165	0,185	0,206
	0,15	0,031	0,061	0,098	0,131	0,159	0,184	0,205	0,226
	0,10	0,041	0,078	0,121	0,156	0,186	0,212	0,233	0,252
	0,05	0,064	0,114	0,164	0,204	0,235	0,260	0,281	0,292

## Приложение В

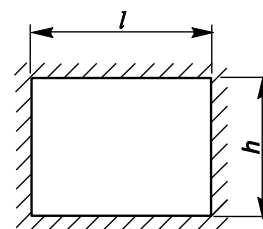
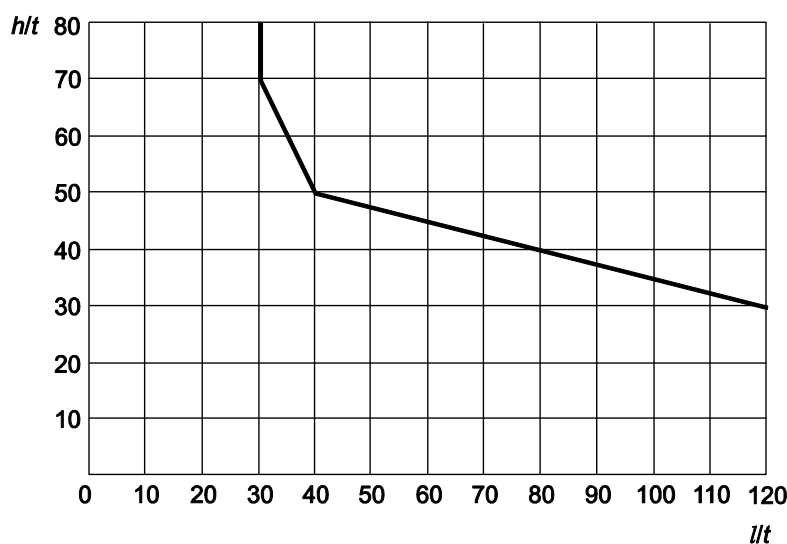
(справочное)

**Ограничение отношения длины или высоты к толщине  
для обеспечения устойчивости стен в предельном состоянии**

**В.1** Независимо от несущей способности рассчитываемой стены ее размеры ограничивают размерами по рисункам В.1, В.2 или В.3, в зависимости от условий опирания. В этих случаях  $h$  является высотой в свету стены,  $l$  — длиной стены и  $t$  — толщиной стены. Для многослойных стен с воздушным слоем вместо  $t$  применяют  $t_{ef}$ .

**В.1** В стенах, закрепленных по верху со свободными боковыми гранями, значение  $h$  ограничивают  $30t$ .

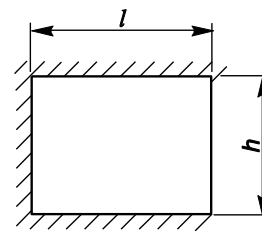
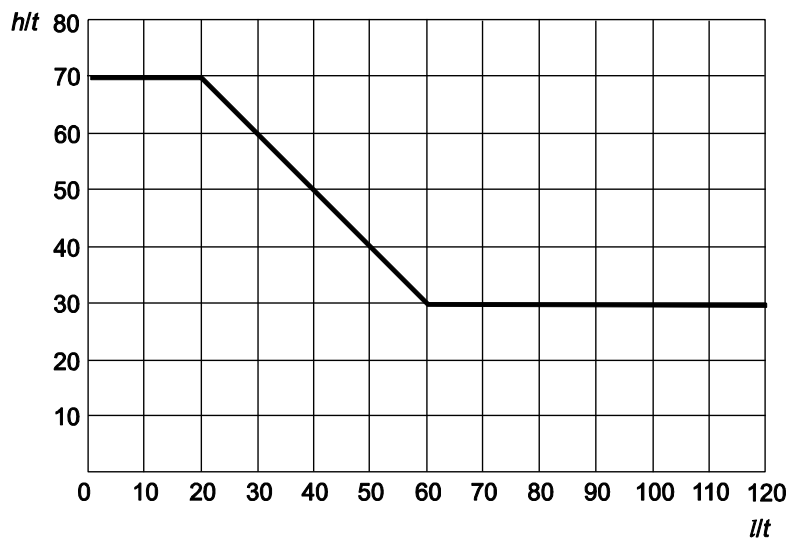
**В.1** Настоящее приложение применимо для толщины стены или утолщенного слоя многослойной стены с воздушным слоем не менее 100 мм.



 — шарнирное опирание (без жесткого закрепления);

1 — шарнирное опирание (без жесткого закрепления)

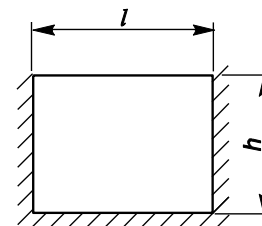
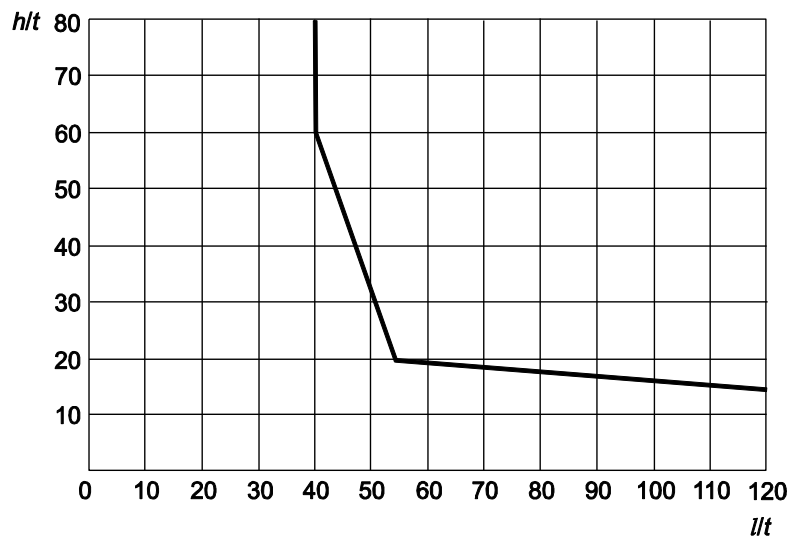
**Рисунок В.1 Ограничение отношения длины или высоты к толщине  
для стен при закреплении по четырем сторонам**



— шарнирное опирание (без жесткого закрепления);

1 — шарнирное опирание (без жесткого закрепления)

**Рисунок В.2 Ограничение отношения высоты или длины к толщине для стен с трехсторонним опиранием и одной свободной стороной**



— шарнирное опирание (без жесткого закрепления);

1 — шарнирное опирание (без жесткого закрепления)

**Рисунок В.3 Ограничение отношения высоты или длины к толщине для стен с трехсторонним опиранием и свободным верхом**

## Приложение Г

(справочное)

**Армированные элементы конструкции каменной кладки  
при действии поперечной силы (среза): коэффициент увеличения  $f_{vd}$**

**Г.1** В случае, когда основная арматура стен или балок находится в выемках, каналах или промежуточных пространствах, заполненных бетоном, значение  $f_{vd}$  для расчета  $V_{Rd1}$  допускается определять по формуле

$$f_{vd} = \frac{(0,35 + 17,5\rho)}{\gamma_M}, \quad (D.1)$$

при условии, что  $f_{vd}$  не более  $\frac{0,7}{\gamma_M}$ ,

$$\text{где } \rho = \frac{A_s}{bd}, \quad (D.2)$$

здесь  $A_s$  — площадь поперечного сечения основной арматуры;

$b$  — ширина поперечного сечения;

$d$  — рабочая высота поперечного сечения;

$\gamma_M$  — частный коэффициент для каменной кладки.

**Г.2** Для армированных балок с подвижными опорами (при шарнирном опирании) или закрепленных опорных стен, в которых отношение плеча среза (зоны сдвига)  $a_v$  к рабочей высоте поперечного сечения  $d$  менее или равно 6, значение  $f_{vd}$  допускается увеличить на коэффициент  $\chi$ , где

$$\chi = \left[ 2,5 - 0,25 \frac{a_v}{d} \right], \quad (D.3)$$

при условии, что значение  $f_{vd}$  не более  $1,75/\gamma_M$  Н/мм<sup>2</sup>.

Плечо среза (длину зоны сдвига)  $a_v$  определяют как частное от деления максимального изгибающего момента в поперечном сечении на максимальное поперечное усилие в сечении.

## Приложение Д

(справочное)

Допустимые отклонения для размеров элементов кладки  
установленные в EN 771-1-6

## Д.1 Кирпич глиняный

## Д.1.1 Предельные отклонения (кирпич LD)

## Д.1.1.1 Отклонения (кирпич LD)

Изготовитель должен указать, требованиям какого класса отклонений соответствует кирпич по средним значениям согласно 5.2.1.2.2 EN 771-1.

В случаях, когда требуется для предусмотренных областей применения, изготовитель дополнительно указывает, какому классу по разбросу размера согласно 5.2.1.2.3 EN 771-1 соответствует определенная партия кирпича.

ПРИМЕЧАНИЕ Такое дополнительное указание возможно, например, в случаях, когда

- требуется определенная точность кладки (ровность, исполнение перевязок, швов при укладке раствора тонким слоем);
- данное указание требуется для соблюдения требований детализированных проектных заданий.

## Д.1.1.2 Отклонения по среднему значению (кирпич LD)

При отборе кирпича из партии согласно приложению А EN 771-1 и измерении по методу, указанному в 5.2.1.1 EN 772-16, разница между декларируемым значением всех размеров и средним значением, полученным в результате измерения образцов, не должна превышать значение, установленное для предельного отклонения по одному из следующих классов, при округлении значения до целого миллиметра:

T1:  $\pm 0,40 \sqrt{(\text{заданный размер})}$  мм или 3 мм, при этом определяющим является большее значение;

T1+:  $\pm 0,40 \sqrt{(\text{заданный размер})}$  мм или 3 мм для длины и ширины, при этом определяющим является большее значение, и

$\pm 0,05 \sqrt{(\text{заданный размер})}$  мм или 1 мм для высоты, при этом определяющим является большее значение;

T2:  $\pm 0,25 \sqrt{(\text{заданный размер})}$  мм или 2 мм, при этом определяющим является большее значение;

T2+:  $\pm 0,25 \sqrt{(\text{заданный размер})}$  мм или 2 мм для длины и ширины, при этом определяющим является большее значение;

$\pm 0,05 \sqrt{(\text{заданный размер})}$  мм или 1 мм для высоты, при этом определяющим является большее значение;

или Tm: отклонение в мм, указанное изготовителем (которое может быть больше или меньше значений других классов).

## Д.1.1.3 Разброс размера (кирпич LD)

При указании разброса размера и отборе кирпича из партии для пробы согласно приложению А EN 771-1 и испытании согласно EN 772-16, максимальный разброс каждо-



го размера изделия в выборке (то есть разница между наибольшим и наименьшим размером отдельных блоков) должен быть не более одного из максимальных значений, отнесенных к одному из нижеследующих трех классов, при этом значения округляется до целого миллиметра:

Класс Максимальный разброс размера

R1:  $0,6 \sqrt{\text{(заданный размер)}}$  мм;

R1+:  $0,6 \sqrt{\text{(заданный размер)}}$  мм для длины и ширины, и  
1,0 мм для высоты;

R2:  $0,3 \sqrt{\text{(заданный размер)}}$  мм;

R2+:  $0,3 \sqrt{\text{(заданный размер)}}$  мм для длины и ширины и  
1,0 мм для высоты;

или Rm: разброс в мм, указанный изготовителем (который может быть больше или меньше значений других классов).

## Д.1.2 Предельные отклонения (кирпич HD)

### Д.1.2.1 Отклонения (кирпич HD)

Изготовитель должен указать, требованиям какого класса отклонений соответствует кирпич по средним значениям согласно 5.3.1.2.2 EN 771-1.

Если требуется для предусмотренных областей применения, изготовитель должен также указать, какому классу по разбросу размера согласно 5.3.1.2.3 EN 771-1 соответствует определенная партия кирпича.

ПРИМЕЧАНИЕ Такое дополнительное указание возможно, например, в случаях, когда

- требуется определенная точность кладки (ровность, исполнение перевязок, швов при укладке раствора тонким слоем);
- данное указание требуется для соблюдения требований детализированных проектных заданий.

### Д.1.2.2 Отклонения по среднему значению (кирпич HD)

При отборе кирпича из партии согласно приложению А EN 771-1 и измерении по методу, указанному в 5.3.1.1 согласно EN 772-16, разница между декларируемым значением всех размеров и средним значением, полученным в результате измерения образцов, не должна превышать значение, установленное для предельного отклонения по одному из следующих классов, при округлении значения до целого миллиметра:

T1:  $\pm 0,40 \sqrt{\text{(заданный размер)}}$  мм или 3 мм, при этом определяющим является большее значение;

T2:  $\pm 0,25 \sqrt{\text{(заданный размер)}}$  мм или 2 мм, при этом определяющим является большее значение;

или Tm: отклонение в мм, указанное изготовителем (которое может быть больше или меньше значений других классов).

### Д.1.2.3 Разброс размера (кирпич HD)

При указании разброса размера и отборе кирпича из партии согласно приложению А и испытании по методу, установленному в 5.3.1.1 EN 772-16, максимальный разброс каждого размера изделия в выборке (то есть разница между наибольшим и наименьшим размером отдельных блоков) должен быть не более одного из максимальных значений, отнесенных к одному из нижеследующих трех классов, при этом значения округляется до

целого миллиметра:

Класс Максимальный разброс размера

R1:  $0,6 \sqrt{\text{заданный размер}}$  мм;

R2:  $0,3 \sqrt{\text{заданный размер}}$  мм;

или Rm: разброс в мм, указанный изготовителем (который может быть больше или меньше значений других классов).

ПРИМЕЧАНИЕ В некоторых видах лицевой каменной кладки, в которой применяют кирпич различных поставок для получения единого общего вида можно использовать класс Rm.

## Д.2 Силикатные блоки

### Д.2.1 Предельные отклонения размеров

#### Д.2.1.1 Отклонения размеров

Класс отклонений размеров указывают в соответствии с таблицей Д.1. Фактические отклонения от среднего значения длины, ширины и высоты, а также от отдельных значений длины, ширины и высоты не должны превышать допустимых значений, приведенных в таблице Д.1.

**Таблица Д.1 Предельные отклонения размеров силикатных блоков, включая классы отклонений, в мм**

Размеры	Предельные отклонения размеров силикатных блоков с применением		
	стандартного и легкого раствора	раствора, укладываемого тонким слоем	
	GPLM	TLM	TLMP
Среднее значение высоты образца	Заданная высота $\pm 2$	Заданная высота $\pm 1$	-
Среднее значение длины образца	Заданная длина $\pm 2$	Заданная длина $\pm 2$	Заданная длина $\pm 2$
Среднее значение ширины образца	Заданная ширина $\pm 2$	Заданная ширина $\pm 2$	Заданная ширина $\pm 2$
Отдельное значение высоты образца	Среднее значение высоты образца $\pm 2$	Среднее значение высоты образца $\pm 1$	Заданная высота $\pm 1$
Отдельное значение длины образца	Среднее значение длины образца $\pm 2$	Среднее значение длины образца $\pm 2$	Заданная длина $\pm 3$
Отдельное значение ширины образца	Отдельное значение ширины образца $\pm 2$	Отдельное значение ширины образца $\pm 2$	Заданная ширина $\pm 3$
ПРИМЕЧАНИЕ – определение видов раствора – см. EN 998-2.			

На один или несколько размеров допускается указание меньших предельных отклонений.

Среднее значение фактических отклонений представляет собой разность декларируемого заданного значения и среднего арифметического измеренных значений. Фактическое отклонение для отдельных значений представляет собой разность среднего арифметического измеренных значений и отдельного измеренного значения.

Данные отклонения размеров не распространяются в направлении перпендикулярном поверхности излома при одностороннем выпиливании блока.

### **Д.3 Блоки строительные из бетона (на плотных и пористых заполнителях)**

#### **Д.3.1 Предельные отклонения размеров**

##### **Д.3.1.1 Отклонения размеров**

Значения отклонений от заданных размеров стандартных блоков должны соответствовать указанным в таблице Д.2. На один или несколько размеров допускается указание меньших значений предельных отклонений. Изготовитель указывает класс отклонений размеров.

**Таблица Д.2 Предельные отклонения размеров, в мм**

Класс отклонений размеров	D1	D2	D3	D4
Длина	+3/-5	+1/-3	+1/-3	+1/-3
Ширина	+3/-5	+1/-3	+1/-3	+1/-3
Высота	+3/-5	±2	±1,5	±1

На фасонные и доборные блоки распространяются отклонения размеров по таблице Д.2 или указываемые изготовителем.

Эти отклонения размеров не распространяются на блоки, изготавливаемые с заданными неровными поверхностями.

Выборку строительных блоков из бетона осуществляют в соответствии с приложением А EN 771-3. Испытания проводят согласно EN 772-16 (метод А), при этом результаты, обработанные согласно приложению В EN 771-3, должны соответствовать указанным классам отклонений размеров.

### **Д.4 Блоки строительные из автоклавного ячеистого бетона**

#### **Д.4.1 Предельные отклонения размеров**

##### **Д.4.1.1 Отклонения размеров**

Предельные отклонения размеров строительных блоков приведены в таблице Д.3 в зависимости от используемых растворов согласно EN 998-2.

Таблица Д.3 Предельные отклонения размеров, в мм

Размеры	Предельные отклонения размеров для блоков из ячеистого бетона, укладываемых на		
	стандартный и легкий раствор	раствор, укладываемый тонким слоем	
	GPLM	TLM	TLMP
Длина	+3 -5	±3	±1,5
Высота	+3 -5	±2	±1,0
Ширина	±3	±2	±1,5
Отклонение от плоскостности опорных поверхностей	Не нормируется	Не нормируется	≤1,0
Отклонение от параллельности опорных поверхностей	Не нормируется	Не нормируется	≤1,0

ПРИМЕЧАНИЕ На один или несколько размеров допускается указание меньших предельных отклонений.

## Д.5 Блоки строительные бетонные

### Д.5.1 Предельные отклонения размеров

#### Д.5.1.1 Отклонения размеров

Фактические размеры блоков должны соответствовать заданным размерам, классы и значения допустимых предельных отклонений указаны в таблице Д.4. Исключением являются блоки с рельефными поверхностями, в этом случае предельные отклонения размеров указывает изготовитель. На один или несколько размеров изготовитель может указывать меньшее предельное значение.

Таблица Д.4 Предельные отклонения размеров, в мм

Класс отклонений размеров	D1	D2	D3
Длина	+3/-5	+1/-3	Значения, декларируемые изготовителем
Ширина	+3/-5	+1/-3	
Высота	+3/-5	+1/-3	

Предельные отклонения размеров фасонных и доборных блоков указывает изготовитель.

При отборе образцов блоков из партии в соответствии с приложением А EN 771-5 для их испытаний согласно EN 772-16 значения размеров каждого блока не должны отличаться от заданных размеров более, чем на значения, указанные в таблице Д.4 для соответствующего класса отклонений размеров.

## Д.6 Блоки из природного камня

### Д.6.1 Предельные отклонения размеров

#### Д.6.1.1 Отклонения размеров

Указанные в таблице Д.5 допустимые отклонения строительных блоков должны быть соблюдены.

**Таблица Д.5 Предельные отклонения размеров, в мм**

Размеры	Обработанный камень	Камень в форме прямоугольного параллелепипеда		Бутовый камень
		Отпиленная поверхность	Обтесанная поверхность	
Длина	$\pm 3$ мм	$\pm 5$ мм	$\pm 15$ мм <sup>1)</sup>	требования нет <sup>3)</sup>
Ширина	$\pm 3$ мм	требования нет	требования нет <sup>2)</sup>	требования нет <sup>3)</sup>
Высота	$\pm 3$ мм	$\pm 5$ мм <sup>1)</sup>	$\pm 15$ мм	требования нет <sup>3)</sup>
Ровность	$\pm 3$ % самой длинной стороны	$\pm 1$ % самой длинной стороны	требования нет <sup>2)</sup>	требования нет <sup>3)</sup>
Прямоугольность	$\pm 3$ % самой длинной стороны	требования нет	требования нет <sup>2)</sup>	требования нет <sup>3)</sup>
<sup>1)</sup> На обрабатываемой поверхности. <sup>2)</sup> Допустимые отклонения указываются изготовителем/поставщиком. <sup>3)</sup> Требования могут не указываться.				

ПРИМЕЧАНИЕ Для некоторых случаев применения, например, при тонкослойных швах, требуются меньшие допустимые отклонения по сравнению с указанными в таблице Д.5.

## Приложение Е

(справочное)

## Требования к кладочному раствору

Е.1. Настоящие требования распространяются на соотношение компонентов смеси, которые обеспечивают соответствующие значения М.

Е.2. Выбор вяжущих для приготовления раствора для каменной кладки следует производить в соответствии с EN 197-1, EN 413-1 и EN 459-1, добавки и пластификаторы в соответствии с EN 13139, EN 934-3, EN 12878.

**Таблица Е.1 Приемлемые принятые эквивалентные смеси для заданных кладочных растворов**

Класс предела прочности при сжатии <sup>А)</sup>	Заданные растворы (соотношение материалов по объему)				Назначение цементного раствора
	Цемент <sup>В)</sup> : известь: песок с или без засасывания воздуха	Цемент <sup>В)</sup> : песок с или без засасывания воздуха	Цемент каменной кладки <sup>С)</sup> : песок	Цемент каменной кладки <sup>Д)</sup> : песок	
М12	1 : 0 – 0,25 : 3	1 : 3	Не применяется	Не применяется	(i)
М6	1 : 0,5 : 4 - 4,5	1 : 3 - 4	1 : 2,5 – 3,5	1 : 3	(ii)
М4	1 : 1 : 5 - 6	1 : 5 - 6	1 : 4 - 5	1 : 3,5 - 4	(iii)
М2	1 : 2 : 8 - 9	1 : 7 - 8	1 : 5,5 – 6,5	1 : 4,5	(iv)

А) Номер после М является классом предела по прочности при сжатии в 28 дней в Н/мм<sup>2</sup>

В) Цемент или комбинации цемента в соответствии с 3, кроме кладочных цементов

С) Цемент каменной кладки в соответствии с 3 (неорганический наполнитель кроме извести)

Д) Цемент каменной кладки в соответствии с 3 (известь)

Е.3. Виды цементов, или комбинации цементов, соответствующие для использования в смесях кладочных растворов, даны в Таблице Е.2.

Таблица Е.2 Цемент

<b>Цементы:</b>	
Портландцемент	EN 197-1 CEM I
Портландцемент с известняком	EN 197-1 CEM II/A-L и CEM II/A-LL
Сульфатостойкийпортланд цемент	
Шлакопортландцемент	EN 197-1 CEM II/A-S или II/B-S
Портландцемент с золой	EN 197-1 CEM II/A-V или II/B-V
Цемент для каменной кладки (неорганический наполнитель, кроме извести)	EN 413-1, класс MC 12,5 (не меньше чем 65% массы Портланд цемента как определено в EN 197-1)
Кладочный цемент (известь)	EN 413-1 класс MC 12,5 (не меньше чем 65% массы Портланд цемента как определено в EN 197-1)
<b>Комбинации цемента:</b>	
а) Комбинации выполняются в раствормешалке для Портландцемента CEM I согласно EN 197-1 и молотого доменного шлака, где соотношения и свойства соответствуют CEM II/A-S или CEM II/B-S EN 197-1:2000, кроме Пункта 9 этого стандарта.	
б) Комбинации выполняются в раствормешалке для Портландцемента CEM I согласно EN 197-1 и очищенный известняк, где соотношения и свойства соответствуют CEM II/A-L или CEM II/A-LL EN 197-1:2000, кроме Пункта 9 этого стандарта.	
с) Комбинации выполняются в раствормешалке для Портландцемента CEM I согласно EN 197-1 и распыленная топливная зола согласно EN 450-1, где соотношения и свойства соответствуют CEM II/A-V или CEM II/B-V of EN 197-1:2000, кроме Пункта 9 этого стандарта.	
Использование цемента с высоким содержанием глинозема не разрешено.	

Е.4. Известь должна соответствовать EN 459-1.

Е.5. Заполнители из естественных источников, которые будут использоваться для кладочного раствора, должны соответствовать EN 13139.

Е.6. Пластификаторы кладочного раствора должны соответствовать EN 934-3. Красители, используемые для того, чтобы окрасить раствор, должны соответствовать EN 12878.

**Приложение Ж**  
(информационное)

**Примеры расчета**

**Введение**

Примеры, приведенные в настоящем приложении, разработаны на основании положений

- СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы проектирования несущих конструкций»;
- СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Собственный вес, постоянные и временные нагрузки на здания»;
- СП РК EN 1991-1-2:2002/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-2. Общие воздействия. Воздействия для конструкции при пожарах»;
- СП РК EN 1991-1-3:2003/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки»;
- СП РК EN 1991-1-4:2005/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия»;
- СП РК EN 1996-1-1:2005/2011 «Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций»;
- СП РК EN 1996-2:2006/2011 «Проектирование каменных конструкций. Часть 2. Проектные решения, выбор материалов и выполнение каменных конструкций»;
- СП РК EN 1996-3:2006/2011 «Проектирование каменных конструкций. Часть 3. Упрощенные методы расчета для неармированных каменных конструкций»;
- Национальных Приложений к выше упомянутым СП РК EN;
- стандартов, на которые ссылаются указанные документы.

Примеры предназначены для оказания помощи в практическом освоении способов расчета, принципы которых изложены в СП РК EN 1996.

Примеры ориентированы на использование, в первую очередь, проектировщиками, выполняющими расчеты каменных (армокаменных) конструкций и применяющими в своей деятельности строительные нормы СП РК EN (Еврокоды), но могут быть использованы и в качестве учебного материала студентами строительных специальностей учебных заведений.

Примеры не являются нормативной частью Пособия, а представляют собой справочный материал. Это означает, что некоторые подходы и предпосылки, принятые в примерах, при реальном проектировании могут быть заменены альтернативными или дополнены не противоречащими Еврокодам способами решения задачи на условиях, предусмотренных в СП РК EN 1996. По-возможности, в примерах показаны подобные случаи. Например, там, где это возможно, в разных примерах использованы различные способы для получения одного и того же параметра (например, характеристического значения прочности или понижающего коэффициента). Это сделано исключительно с целью иллюстрации применения альтернативных методов.

При разработке примеров предполагалось знание читателем основ выполнения расчетов, в том числе - изложенных в нормативных документах. Поэтому в примерах не раскрываются некоторые формулировки и понятия (например, из области строительной механики и сопротивления материалов).



Для удобства каждый пример, с точки зрения конечного пользователя, выполнен как законченный текст, включающий все необходимые ссылки, рисунки, формулы и т.п. (пусть даже иногда повторяющиеся от примера к примеру). Таким образом, при изучении одного из примеров не требуется обращения к другим примерам. Это позволяет читателю, найдя нужную тему в перечне, работать только в пределах выбранного примера, не отвлекаясь на поиск нужной информации по ссылкам.

Примеры для наглядности, как правило, ограничены определенной темой расчета: типом конструкции, действием одного вида нагрузки, рассмотрением какого-либо способа вычислений параметров и т.п. Для полной проверки несущей способности конструкции при реальном проектировании потребуется, в большинстве случаев, выполнять расчеты с учетом действия разных видов нагрузок, выбрав подходящий для каждого случая способ вычисления параметров и проч., как бы «объединяя» несколько примеров.

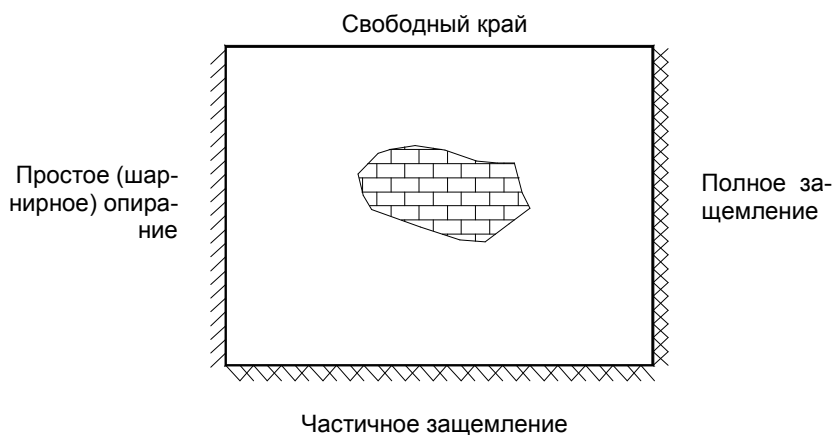
Примеры сгруппированы в разделы, сформированные в порядке следования тематики в СП РК EN 1996-1-1. В пределах каждого раздела (каждой темы) примеры расположены с нарастанием сложности.

Перечень примеров с указанием страниц приведен ниже.

<b><u>1 ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ОДНОСЛОЙНЫХ СТЕН НА ДЕЙСТВИЕ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ</u></b>	<b>228</b>
<u>ПРИМЕР 1.1 Расчет без учета эксцентриситета от ползучести</u>	228
<u>ПРИМЕР 1.2. Расчет с учетом эксцентриситета от ползучести</u>	233
<b><u>2 ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА МНОГОСЛОЙНЫХ (ДВУХСЛОЙНЫХ) СТЕН</u></b>	<b>239</b>
<u>ПРИМЕР 2.1 Расчет на вертикальную нагрузку без учета горизонтальной нагрузки (проверка сечений)</u>	239
<u>ПРИМЕР 2.2 Расчет на вертикальную нагрузку с учетом горизонтальной нагрузки (подбор материалов)</u>	2433
<b><u>3 ПРИМЕР РАСЧЕТА СТЕНЫ НА ДЕЙСТВИЕ МЕСТНОЙ СОСРЕДОТОЧЕННОЙ НАГРУЗКИ</u></b>	<b>250</b>
<u>ПРИМЕР 3.1. Расчет кладки на действие местной сосредоточенной нагрузки</u>	250
<b><u>4 ПРИМЕР РАСЧЕТА СТЕНЫ НА ДЕЙСТВИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ</u></b>	<b>255</b>
<u>ПРИМЕР 4.1 Расчет на действие горизонтальной нагрузки, направленной из плоскости стены (изгиб и сдвиг)</u>	255
<b><u>5 ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА АРМИРОВАННОЙ КЛАДКИ</u></b>	<b>261</b>
<u>ПРИМЕР 5.1 Расчет стены из кладки с армированием в виде железобетонных сердечников (изгиб и сдвиг)</u>	261
<u>ПРИМЕР 5.2 Расчет стойки (сжатие с изгибом)</u>	269

При оформлении текстов и рисунков примеров применялись следующие условности и упрощения.

1. При вычислениях, округления значений выполнялись, как правило, в сторону, неблагоприятную для несущей способности (например, величина нагрузки – в большую сторону, площадь сечения – в меньшую и т.п.).
2. Кроме специально оговоренных случаев, в примерах не учитывались геометрические несовершенства конструкций, которые, как правило, вычисляются из расчета всего здания, а не отдельных элементов, показанных в качестве примеров.
3. Все ссылки в примерах приведены, как правило, на СП РК EN . Там, где в примерах указано «СП РК EN 1996», следует понимать «СП РК EN 1996-1-1. Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1 Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций». Ссылки на другие разделы СП РК EN 1990...1996 даны в объеме, достаточном для поиска требуемой информации. Условные графические обозначения, использованные в примерах, в основном соответствуют принятым в СП РК EN 1990, 1991, 1996. Дополнительные обозначения приняты по аналогии с имеющимися. В частности, применяемые в примерах графические обозначения граничных условий опирания плоских конструкций (стен) показаны ниже.



5. Номера примеров имеют свою сквозную нумерацию в пределах каждого раздела, причем первые цифры в номере примера соответствует номеру раздела.
6. Номера рисунков в примерах имеют свою сквозную нумерацию в пределах каждого примера, причем первые цифры в номере рисунка соответствует номеру примера.

## 1 Примеры расчета однослойных стен на действие вертикальной нагрузки

### ПРИМЕР 1.1 Расчет без учета эксцентриситета от ползучести

#### Исходные данные

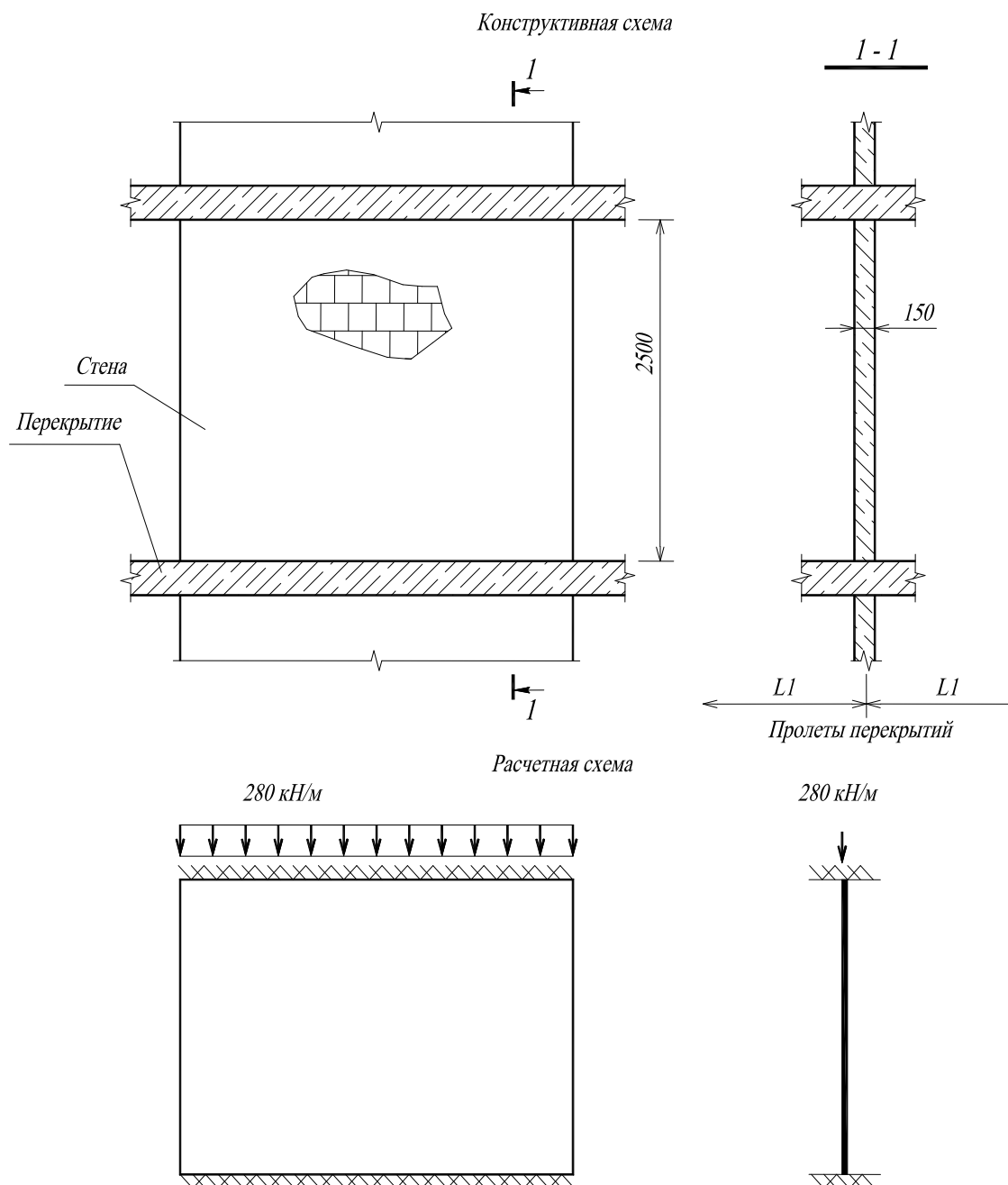


Рис. 1.1.1

Кладка стены, показанной на рис. 1.1.1, должна быть выполнена из бетонных блоков Группы 1 с приведенной (нормализованной) прочностью при сжатии камня  $f_b$ , равной 25 Н/мм<sup>2</sup>.

Толщина блоков 150 мм.

Аттестация соответствия (показатель качества) блоков – категория I.

Применяется обычный (предписанный по рецептуре) раствор М4.

Класс (уровень) контроля при производстве кладки – класс 2.

Расчетная вертикальная распределенная нагрузка  $N_{Ed} = 280$  кН/м приложена без эксцентриситета.

Требуется:

– определить характеристическую прочность кладки при сжатии ( $f_k$ );

– проверить достаточность несущей способности такой стены для восприятия приложенной нагрузки.

Собственным весом стены допускается пренебречь.

Длину стены принять не менее 3 м.

### Решение

1. Характеристическую прочность кладки при сжатии, согласно указаниям пункта НП.2.4 Национального Приложения к СП РК EN 1996, определяем по методу (ii) пункта 3.6.1.2 (1) СП РК EN 1996, в рассматриваемом случае (см. исходные данные и пункт 3.6.1.2 (2) СП РК EN 1996) – по формуле (3.2) СП РК EN 1996.

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3},$$

где

$K = 0,55$  (константа по таблице 3.3 СП РК EN 1996 с учетом требований, приведенных в описании константы);

$f_b = 25 \text{ Н/мм}^2$  по исходным данным;

$f_m = 4 \text{ Н/мм}^2$  прочность кладочного раствора М4 на сжатие.

Подставляя значения, получаем

$$f_k = 0,55 \times 25^{0,7} \times 4^{0,3} = 7,9 \text{ Н/мм}^2$$

2. Выполняем проверку требования пункта 8.1.3(1) СП РК EN 1996, согласно которому минимальная площадь поперечного сечения несущей стены (нетто, с учетом штраб и выемок) не должна быть менее  $0,04 \text{ м}^2$ .

Вычисляем

$$A = 3,0 \times 0,15 = 0,45 \text{ м}^2 > 0,04 \text{ м}^2,$$

то есть требование пункта 8.1.3(1) СП РК EN 1996 выполнено.

3. Проверка несущей способности.

- 3.1. Эффективная высота стены (согласно 5.5.1.2 СП РК EN 1996)

$$h_{ef} = \rho_n h = 0,75 \times 2500 = 1875 \text{ мм}$$

где

$\rho_n = \rho_2 = 0,75$  – понижающий коэффициент согласно 5.5.1.2 (11) СП РК EN 1996, случай (i).

- 3.2. Эффективная толщина стены (согласно 5.5.1.3(1) СП РК EN 1996)

$$t_{ef} = t = 150 \text{ мм}$$

- 3.3. Гибкость стены по 5.5.1.4(1) СП РК EN 1996 находим с учетом ограничения 5.5.1.4(2) СП РК EN 1996

$$h_{ef} / t_{ef} = 1875 / 150 = 12,5 < 27$$

Ограничение выполняется.

Однако необходимо также проверить условие, указанное в пункте 6.1.2.2(2) СН РК 1996.

$$h_{ef} / t_{ef} < \lambda_c$$

При этом значение параметра  $\lambda_c$  следует принять равным 15 согласно пункту НП.2.14 Национального Приложения к СП РК EN 1996. Тогда имеем

$$h_{ef} / t_{ef} = 12,5 < \lambda_c = 15$$

то есть в дальнейших расчетах допускается не учитывать эксцентриситет вследствие ползучести  $e_k$  (см. ниже).

3.4. Эксцентриситет приложения нагрузки на уровне верха ( $i=1$ ) и в основании ( $i=2$ ) стены определяем по формуле (6.5) СП РК EN 1996

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

где

$M_{id} = 0$  – расчетное значение изгибающего момента вследствие эксцентриситета нагрузки на стену от перекрытия; следовательно,  $M_{id} / N_{id} = 0$ ;

$e_{he} = 0$  – эксцентриситет на уровне верха и в основании стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок;

$e_{init} = h_{ef} / 450 = 1875 / 450 = 4,17$  мм – случайный эксцентриситет согласно 5.5.1.1(4) СП РК EN 1996;

Подставляя значения, получаем

$$e_i = 0 + 0 + 4,17 = 4,17 \text{ мм},$$

$$0,05t = 0,05 \times 150 = 7,5 \text{ мм}.$$

проверяем

$$4,17 \text{ мм} < 7,5 \text{ мм}.$$

Следовательно, в расчете необходимо принять  $e_i = 7,5$  мм.

3.5. По формуле (6.4) СП РК EN 1996 находим понижающий коэффициент на уровне верха и в основании стены

$$\Phi_i = 1 - 2 \times (e_i / t) = 1 - 2 \times (7,5 / 150) = 0,9$$

3.6. Эксцентриситет приложения нагрузки в середине высоты стены определяем по формуле (6.6) СП РК EN 1996

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

для этого

3.6.1 по формуле (6.7) СП РК EN 1996 находим эксцентриситет от нагрузок

$$e_m = (M_{md} / N_{md}) + e_{hm} + e_{init}$$

где

$M_{md} = 0$  – расчетное значение изгибающего момента в середине высоты стены; следовательно,  $M_{md} / N_{md} = 0$ ;

$e_{hm} = 0$  – эксцентриситет в среднем сечении по высоте стены от горизонтальных нагрузок;

$e_{init} = h_{ef} / 450 = 1875 / 450 = 4,17$  мм – случайный эксцентриситет, принимаемый со знаком, увеличивающим абсолютное значение  $e_m$ ;

Подставляя значения, получаем

$$e_m = 0 + 0 + 4,17 = 4,17 \text{ мм},$$

3.6.2 принимаем эксцентриситет вследствие ползучести равным нулю (см. подпункт 3.3 настоящего примера)

$$e_k = 0 \text{ мм}$$

Таким образом, эксцентриситет приложения нагрузки в середине высоты стены

$$e_{mk} = e_m + e_k = 4,17 + 0 = 4,17 \text{ мм},$$

что меньше, чем  $0,05t = 0,05 \times 150 = 7,5 \text{ мм}$ .

Следовательно, в расчете необходимо принять  $e_{mk} = 7,5 \text{ мм}$ .

3.7. Находим понижающий коэффициент для уровня середины высоты стены  $\Phi_m$ . Для этого воспользуемся примечанием к пункту 6.1.2.2 (1)(ii), согласно которому коэффициент  $\Phi_m$  может быть определен по приложению G к СП РК EN 1996 (по формуле G.1):

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}},$$

где

$$A_1 = 1 - 2 \times (e_{mk} / t) = 1 - 2 \times (7,5 / 150) = 0,9$$

$$u = (\lambda - 0,063) / (0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}),$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}}$$

Кратковременный модуль упругости  $E$  неармированной каменной кладки, согласно 3.7.2(2) СП РК EN 1996 и НП.2.9 Национального Приложения к СП РК EN 1996, должен определяться по формуле  $E = 1000 f_k$ .

Подставляя значения, получим

$$\lambda = 12,5 \times \sqrt{\frac{7,9}{1000 \times 7,9}} = 0,395$$

$$u = (0,395 - 0,063) / (0,73 - 1,17 \times 7,5 / 150) = 0,494$$

и, таким образом,

$$\Phi_m = 0,9 \times e^{-\frac{0,494^2}{2}} = 0,79$$

3.8. За расчетную величину понижающего коэффициента  $\Phi$  принимаем наименьшее значение из полученных в пунктах 3.5 и 3.7 настоящего примера.

$$\Phi = \Phi_m = 0,79$$

3.9. Расчетную прочность каменной кладки при сжатии определяем, принимая частный коэффициент по материалу  $\gamma_M = 2,0$  согласно значениям, приведенным в таблице 7.1 настоящего Пособия.

Примечание. Отметим, что до разработки частных коэффициентов для Национального Приложения Республики Казахстан в Пособии (и, соответственно, в настоящем примере) временно приняты значения, рекомендованные в пункте 2.4.3(1)Р СП РК EN 1996.

$$f_d = f_k / \gamma_M = 7,9 / 2,0 = 3,95 \text{ Н/мм}^2$$

3.10. Вычисляем расчетное значение сопротивления однослойной стены на единицу длины по формуле (6.2) СП РК EN 1996

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

$$N_{Rd} = 0,79 \times 150 \times 3,95 = 468 \text{ Н/мм} = 468 \text{ кН/м} > N_{Ed} = 280 \text{ кН/м}$$

4. Вывод.

Расчетное значение сопротивления кладки стены  $N_{Rd}$  больше расчетной вертикальной нагрузки  $N_{Ed}$ , то есть несущая способность стены при действии заданной нагрузки обеспечена.

#### ПРИМЕР 1.2. Расчет с учетом эксцентриситета от ползучести

##### Исходные данные

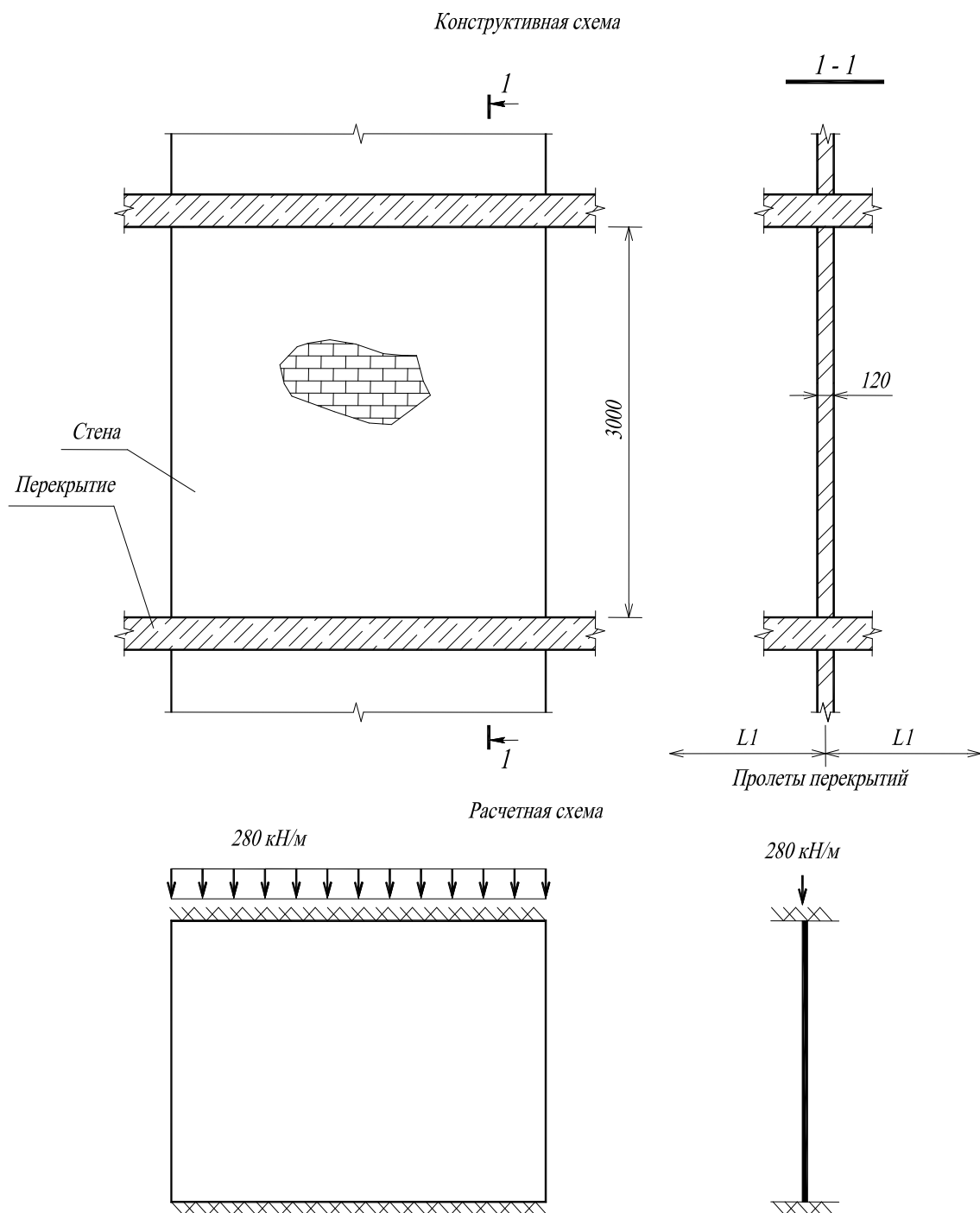


Рис. 1.2.1

Кладка стены, показанной на рис. 1.2.1, предусмотрена из глиняных (керамических) кирпичей Группы 1 шириной 120 мм.

Приведенная (нормализованная) прочность при сжатии камня  $f_b$  составляет 20 Н/мм<sup>2</sup>.

Аттестация соответствия (показатель качества) кирпичей – категория II.

Для кладки стены применяется раствор М5 заданного качества, укладываемый тонким слоем (до 3 мм).

Класс (уровень) контроля при производстве кладки – класс 2.

Расчетная вертикальная распределенная нагрузка  $N_{Ed} = 280$  кН/м приложена без эксцентриситета.



Требуется определить характеристическую прочность кладки при сжатии ( $f_k$ ) и проверить, достаточна ли несущая способность стены для восприятия приложенной нагрузки.

Собственным весом стены допускается пренебречь.

Длину стены принять не менее 2,5 м.

### Решение

1. Характеристическую прочность кладки при сжатии, согласно пункту НП.2.4 Национального Приложения к СП РК EN 1996, определяем по методу (ii) пункта 3.6.1.2 (1) СП РК EN 1996, то есть в данном случае (см. исходные данные и пункт 3.6.1.2 (2) СП РК EN 1996) – по формуле (3.3) СП РК EN 1996.

$$f_k = K \times f_b^{0,85},$$

где

$K = 0,75$  (константа по таблице 3.3 СП РК EN 1996 с учетом требований, приведенных в описании константы);

$f_b = 20$  Н/мм<sup>2</sup> по исходным данным;

Подставляя значения, получаем

$$f_k = 0,75 \times 20^{0,85} = 9,57 \text{ Н/мм}^2$$

2. Выполняем проверку требования пункта 8.1.3(1) СП РК EN 1996, согласно которому минимальная площадь поперечного сечения несущей стены (нетто, с учетом штраб и выемок) не должна быть менее 0,04 м<sup>2</sup>.

Вычисляя

$$A = 2,5 \times 0,12 = 0,3 \text{ м}^2 > 0,04 \text{ м}^2,$$

получаем, что требование пункта 8.1.3(1) СП РК EN 1996 выполнено.

3. Проверка несущей способности.

- 3.1. Эффективная высота стены (согласно 5.5.1.2 СП РК EN 1996)

$$h_{ef} = \rho_n h = 0,75 \times 3000 = 2250 \text{ мм}$$

где

$\rho_n = \rho_2 = 0,75$  – понижающий коэффициент согласно 5.5.1.2 (11) СП РК EN 1996, случай (i).

- 3.2. Эффективная толщина стены (согласно 5.5.1.3(1) СП РК EN 1996)

$$t_{ef} = t = 120 \text{ мм}$$

- 3.3. Гибкость стены по 5.5.1.4(1) СП РК EN 1996 определяем с учетом ограничения 5.5.1.4(2) СП РК EN 1996

$$h_{ef} / t_{ef} = 2250 / 120 = 18,75 < 27$$

Ограничение выполняется.

Однако необходимо также проверить условие, указанное в пункте 6.1.2.2(2) СН РК 1996.

$$h_{ef} / t_{ef} < \lambda_c$$

При этом значение параметра  $\lambda_c$  следует принять равным 15 согласно пункту НП.2.14 Национального Приложения к СП РК EN 1996. Тогда имеем

$$h_{ef} / t_{ef} = 18,75 > \lambda_c = 15$$

то есть в дальнейших расчетах следует учесть эксцентриситет вследствие ползучести  $e_k$  (см. ниже, п. 3.6.2).

3.4. Эксцентриситет приложения нагрузки на уровне верха ( $i=1$ ) и в основании ( $i=2$ ) стены определяем по формуле (6.5) СП РК EN 1996

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

где

$M_{id} = 0$  – расчетное значение изгибающего момента вследствие эксцентриситета нагрузки на стену от перекрытия; следовательно,  $M_{id} / N_{id} = 0$ ;

$e_{he} = 0$  – эксцентриситет на уровне верха и в основании стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок;

$e_{init} = h_{ef} / 450 = 2250 / 450 = 5,0$  мм – случайный эксцентриситет согласно 5.5.1.1(4) СП РК EN 1996;

Подставляя значения, получаем

$$e_i = 0 + 0 + 5,0 = 5,0 \text{ мм},$$

$$0,05t = 0,05 \times 120 = 6,0 \text{ мм}.$$

Проверяем

$$5,0 \text{ мм} < 6,0 \text{ мм}.$$

Следовательно, в расчете необходимо принять  $e_i = 6,0$  мм.

3.5. По формуле (6.4) СП РК EN 1996 находим понижающий коэффициент на уровне верха и в основании стены

$$\Phi_i = 1 - 2 \times (e_i / t) = 1 - 2 \times (6,0 / 120) = 0,9$$

3.6. Эксцентриситет приложения нагрузки в середине высоты стены определяем по формуле (6.6) СП РК EN 1996

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

для этого

3.6.1. по формуле (6.7) СП РК EN 1996 находим эксцентриситет от нагрузок

$$e_m = (M_{md} / N_{md}) + e_{hm} + e_{init}$$

где

$M_{md} = 0$  – расчетное значение изгибающего момента в середине высоты стены; следовательно,  $M_{md} / N_{md} = 0$ ;

$e_{hm} = 0$  – эксцентриситет в среднем сечении по высоте стены от горизонтальных нагрузок;

$e_{init} = h_{ef} / 450 = 2250 / 450 = 5,0$  мм – случайный эксцентриситет, принимаемый со знаком, увеличивающим абсолютное значение  $e_m$ ;

Подставляя значения, получаем

$$e_m = 0 + 0 + 5,0 = 5,0 \text{ мм},$$

3.6.2. по формуле (6.8) СП РК EN 1996 находим эксцентриситет вследствие ползучести

$$e_k = 0,002 \varphi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m}$$

где

$\varphi_{\infty} = 1,5$  – предельное значение коэффициента ползучести по таблице пункта 3.7.4(2) СП РК EN 1996.

Подставляя значения, получаем

$$e_k = 0,002 \times 1,5 \times 18,75 \times \sqrt{(120 \times 5,0)} = 1,38 \text{ мм}$$

Таким образом, эксцентриситет приложения нагрузки в середине высоты стены

$$e_{mk} = e_m + e_k = 5,0 + 1,38 = 6,38 \text{ мм},$$

что больше, чем  $0,05t = 0,05 \times 120 = 6,0$  мм.

Следовательно, в расчете необходимо принять  $e_{mk} = 6,38$  мм.

3.7. Находим понижающий коэффициент для уровня середины высоты стены  $\Phi_m$ . Для этого воспользуемся примечанием к пункту 6.1.2.2 (1)(ii), согласно которому коэффициент  $\Phi_m$  может быть определен по приложению G к СП РК EN 1996.

В данном случае определим  $\Phi_m$  по графикам, приведенным на рисунке G.1 приложения G к СП РК EN 1996, учитывая, что кратковременный модуль упругости  $E$  неармированной каменной кладки, согласно положениям 3.7.2(2) СП РК EN 1996 и НП.2.9 Национального Приложения к СП РК EN 1996, должен определяться по формуле  $E = 1000f_k$ ,

При  $e_{mk} / t = 6,38 / 120 = 0,053$  и  $h_{ef} / t_{ef} = 18,75$  получаем (см. рис. 1.2.2)

$$\Phi_m = 0,65$$

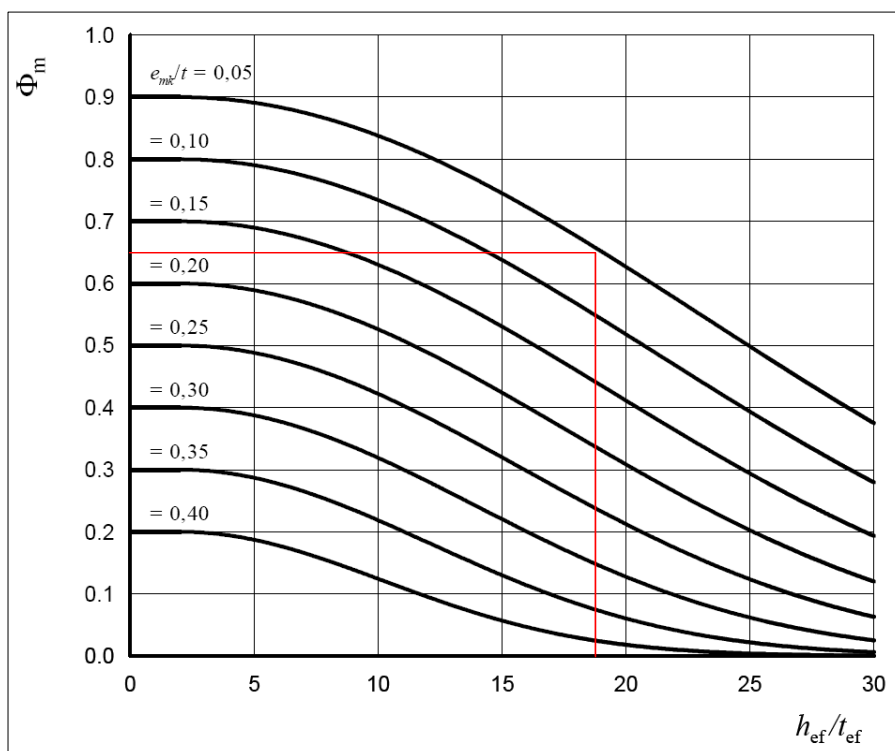


Рис. 1.2.2

3.8. Расчетную прочность каменной кладки при сжатии определяем, принимая частный коэффициент по материалу  $\gamma_M = 2,2$  согласно значениям, приведенным в таблице 7.1 настоящего Пособия.

Примечание. Отметим, что до разработки частных коэффициентов для Национального Приложения Республики Казахстан в Пособии (и, соответственно, в настоящем примере) временно приняты значения, рекомендованные в пункте 2.4.3(1)Р СП РК EN 1996.

$$f_d = f_k / \gamma_M = 9,57 / 2,2 = 4,35 \text{ Н/мм}^2$$

3.9. Вычисляем расчетное значение сопротивления однослойной стены на единицу длины по формуле (6.2) СП РК EN 1996

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

При этом за расчетную величину понижающего коэффициента  $\Phi$  принимаем наименьшее значение из полученных в пунктах 3.5 и 3.7 настоящего примера

$$\Phi = \Phi_m = 0,65$$

Тогда

$$N_{Rd} = 0,65 \times 120 \times 4,35 = 339 \text{ Н/мм} = 339 \text{ кН/м} > N_{Ed} = 280 \text{ кН/м}$$

4. Вывод.

Расчетное значение сопротивления кладки стены  $N_{Rd}$  больше расчетной вертикальной нагрузки  $N_{Ed}$ , то есть несущая способность стены при действии заданной нагрузки обеспечена.

## 2 Примеры расчета многослойных (двухслойных) стен

### ПРИМЕР 2.1 Расчет на вертикальную нагрузку без учета горизонтальной нагрузки (проверка сечений)

#### Исходные данные

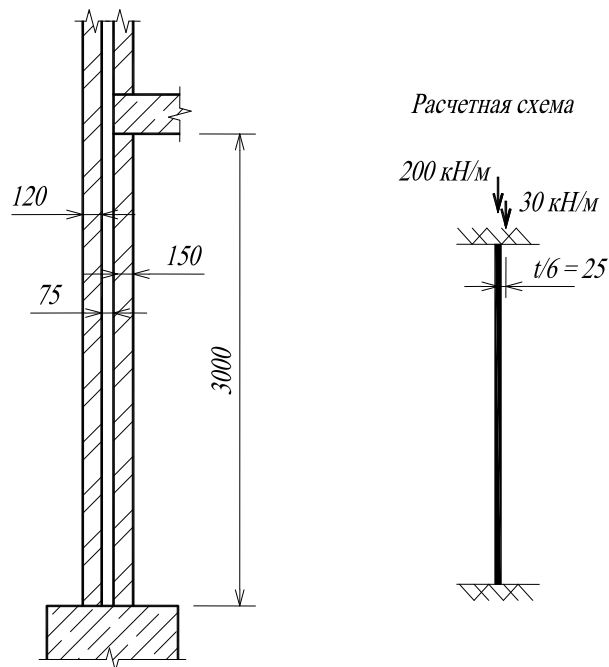


Рис.2.1.1

Кладка нижнего яруса 4-этажной стены, фрагмент которой показан на рис. 2.1.1, проектируется двухслойной с воздушным зазором:

- наружный слой – кладка из глиняных кирпичей Группы 1 шириной 120 мм;
- внутренний слой – кладка из бетонных блоков Группы 1 шириной 150 мм с приведенным (нормализованным) сопротивлением сжатию камня  $f_b$ , равным  $16 \text{ Н/мм}^2$ ;
- между слоями предусмотрен воздушный зазор шириной 75 мм;
- между слоями предусмотрены связи, соответствующие решениям, приведенным в п. 6.5 СП РК EN 1996.

Аттестация соответствия (показатель качества) блоков – категория I.

Применяется обычный (предписанный по рецептуре) раствор М2,5.

Класс (уровень) контроля при производстве кладки – класс 1.

Расчетная вертикальная распределенная нагрузка  $N_{Ed} = 230 \text{ кН/м}$ . Часть этой нагрузки величиной  $30 \text{ кН/м}$  приложена с эксцентриситетом, равным  $1/6$  части толщины внутреннего слоя. Остальная часть нагрузки от верхних этажей приложена без эксцентриситета вдоль оси стены (см. расчетную схему на рис. 2.1.1).

Требуется:

- определить характеристическую прочность кладки при сжатии ( $f_k$ );
- проверить, достаточна ли несущая способность такой стены для восприятия приложенной нагрузки.

Собственным весом стены допускается пренебречь.

Длина стены составляет не менее 3,0 м.

### Решение

1. Характеристическую прочность кладки при сжатии определим с использованием упрощенного метода (см. подраздел 7.4 настоящего Пособия, а также таблицы в пункте D.1(1) приложения D к СП РК EN 1996-3 и пункт НП.2.5 Национального Приложения к СП РК EN 1996-3).

Примечание. Отметим, что указанные выше таблицы подсчитаны по формулам пункта 3.6.1.2(ii) СП РК EN 1996, что соответствует пункту НП.2.4 Национального Приложения к СП РК EN 1996.

В таблице 7.11 Пособия для блоков бетонных Группы 1, при  $f_b = 16$  Н/мм<sup>2</sup> и обычном растворе М2,5 находим

$$f_k = f_{k,s} = 5,0 \text{ Н/мм}^2$$

2. Выполняем проверку требования пункта 8.1.3(1) СП РК EN 1996, согласно которому минимальная площадь поперечного сечения несущей стены (нетто, с учетом штраб и выемок) не должна быть менее 0,04 м<sup>2</sup>.

Вычисляем

$$A = 3,0 \times 0,15 = 0,45 \text{ м}^2 > 0,04 \text{ м}^2,$$

то есть требование пункта 8.1.3(1) СП РК EN 1996 выполнено.

3. Проверка несущей способности.

- 3.1. Эффективная высота стены (согласно 5.5.1.2 СП РК EN 1996)

$$h_{ef} = \rho_n \times h = 0,75 \times 3000 = 2250 \text{ мм}$$

где

$\rho_n = \rho_2 = 0,75$  – понижающий коэффициент согласно 5.5.1.2 (11) СП РК EN 1996, случай (i).

- 3.2. Эффективную толщину стены определяем согласно 5.5.1.3(3) СП РК EN 1996 и НП.2.13 Национального Приложения к СП РК EN 1996 с учетом того, что толщина наружного слоя не превышает толщины внутреннего слоя (150 мм > 120 мм):

$$t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3} = \sqrt[3]{(120^3 + 150^3)} = 172 \text{ мм}$$

- 3.3. Гибкость стены по 5.5.1.4(1) СП РК EN 1996 находим с учетом ограничения 5.5.1.4(2) СН РК 1996

$$h_{ef} / t_{ef} = 2250 / 172 = 13,08 < 27$$

Ограничение выполняется.

Однако необходимо также проверить условие, указанное в пункте 6.1.2.2(2) СН РК 1996.

$$h_{ef} / t_{ef} < \lambda_c$$

При этом значение параметра  $\lambda_c$  следует принять равным 15 согласно пункту НП.2.14 Национального Приложения к СП РК EN 1996. Тогда имеем

$$h_{ef} / t_{ef} = 13,08 < \lambda_c = 15$$

то есть в дальнейших расчетах допускается не учитывать эксцентриситет вследствие ползучести  $e_k$  (см. ниже).

3.4. Эксцентриситет приложения нагрузки на уровне верха ( $i=1$ ) и в основании ( $i=2$ ) стены определяем по формуле (6.5) СП РК EN 1996

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

где

$M_{id} = 30 \times (0,15 / 6) = 0,75$  кНм/м (на ед. длины) – расчетное значение изгибающего момента вследствие эксцентриситета, равного  $1/6 t$  (эпюра моментов имеет вид, показанный на рис.2.1.2).

Эпюра моментов

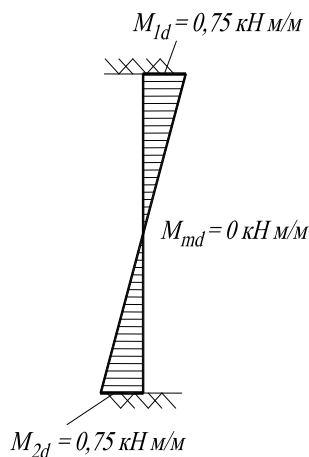


Рис.2.1.2

Следовательно,  $M_{id} / N_{id} = 0,75 / 230 = 0,0033$  м = 3,3 мм;

$e_{he} = 0$  – эксцентриситет на уровне верха и в основании стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок;

$e_{init} = h_{ef} / 450 = 2250 / 450 = 5,0$  мм – случайный эксцентриситет согласно 5.5.1.1(4) СП РК EN 1996;

Подставляя значения, получаем

$$e_i = 3,3 + 0 + 5,0 = 8,3 \text{ мм, что больше, чем } 0,05t = 0,05 \times 150 = 7,5 \text{ мм.}$$

Значит, в расчете необходимо принять  $e_i = 8,3$  мм.

3.5. По формуле (6.4) СП РК EN 1996 находим понижающий коэффициент на уровне верха и в основании стены

$$\Phi_i = 1 - 2 \times (e_i / t) = 1 - 2 \times (8,3 / 150) = 0,889$$

3.6. Эксцентриситет приложения нагрузки в середине высоты стены определяем по формуле (6.6) СП РК EN 1996

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

для этого

3.6.1 по формуле (6.7) СП РК EN 1996 находим эксцентриситет от нагрузок

$$e_m = (M_{md} / N_{md}) + e_{hm} + e_{init}$$

где

$M_{md} = 0$  – расчетное значение изгибающего момента в середине высоты стены, так как, по условию задачи, стена одинаково закреплена в верхней и в нижней опоре, а дополнительных сил и моментов по высоте этажа условно не приложено (см. рис.2.1.2).

Следовательно,  $M_{md} / N_{md} = 0$ ;

$e_{hm} = 0$  – эксцентриситет в среднем сечении по высоте стены от горизонтальных нагрузок;

$e_{init} = h_{ef} / 450 = 2250 / 450 = 5,0$  мм – случайный эксцентриситет, принимаемый со знаком, увеличивающим абсолютное значение  $e_m$ ;

Подставляя значения, получаем

$$e_m = 0 + 0 + 5,0 = 5,0 \text{ мм},$$

3.6.2 эксцентриситет вследствие ползучести принимаем равным нулю (см. подпункт 3.3 настоящего примера)

$$e_k = 0 \text{ мм}$$

Таким образом, эксцентриситет приложения нагрузки в середине высоты стены

$$e_{mk} = e_m + e_k = 5,0 + 0 = 5,0 \text{ мм},$$

что меньше, чем  $0,05t = 0,05 \times 150 = 7,5$  мм.

Следовательно, в расчете необходимо принять  $e_{mk} = 7,5$  мм.

3.7. Находим понижающий коэффициент для уровня середины высоты стены  $\Phi_m$ . Для этого воспользуемся примечанием к пункту 6.1.2.2 (1)(ii), согласно которому коэффициент  $\Phi_m$  может быть определен по приложению G к СП РК EN 1996.

Определим  $\Phi_m$  по графикам, приведенным на рисунке G.1 приложения G к СП РК EN 1996, учитывая, что кратковременный модуль упругости  $E$  неармированной каменной кладки, согласно положениям 3.7.2(2) СП РК EN 1996 и НП.2.9 Национального Приложения к СП РК EN 1996, должен определяться по формуле  $E = 1000f_k$ ,

При  $e_{mk} / t = 7,5 / 150 = 0,05$  и  $h_{ef} / t_{ef} = 13,08$  получаем (см. рис. 2.1.3)

$$\Phi_m = 0,77.$$



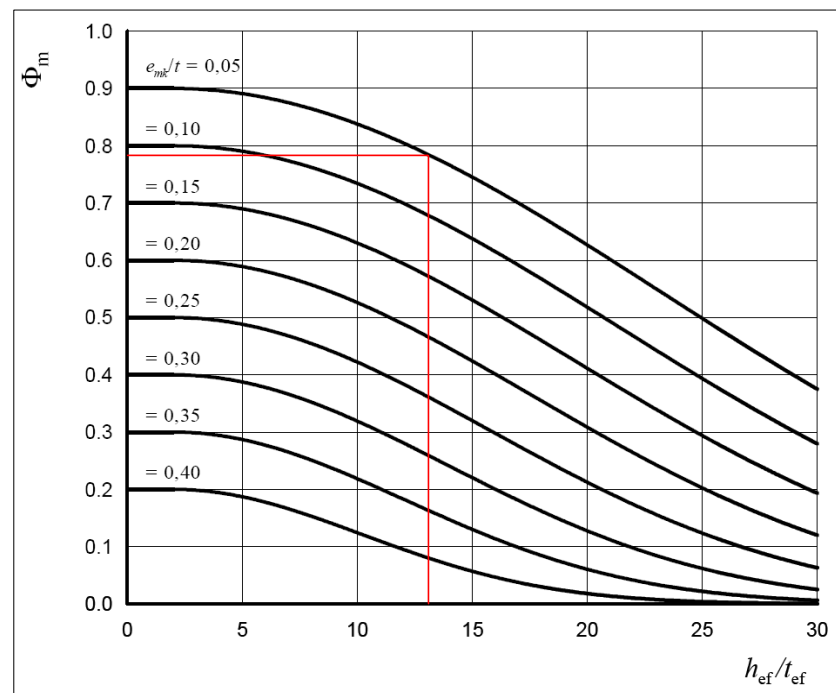


Рис.2.1.3

3.8. Следовательно, за расчетный понижающий коэффициент  $\Phi$  принимаем наименьшее значение из полученных в пунктах 3.5 и 3.7 настоящего примера.

$$\Phi = \Phi_m = 0,77$$

3.9. Расчетную прочность каменной кладки при сжатии определяем, принимая частный коэффициент по материалу  $\gamma_M = 1,7$  согласно значениям, приведенным в таблице 7.1 настоящего Пособия.

Примечание. Отметим, что до разработки частных коэффициентов для Национального Приложения Республики Казахстан в Пособии (и, соответственно, в настоящем примере) временно приняты значения, рекомендованные в пункте 2.4.3(1)Р СП РК EN 1996.

$$f_d = f_k / \gamma_M = 5,0 / 1,7 = 2,94 \text{ Н/мм}^2$$

3.10. Вычисляем расчетное значение сопротивления однослойной стены на единицу длины по формуле (6.2) СП РК EN 1996

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

$$N_{Rd} = 0,77 \times 150 \times 2,94 = 339 \text{ Н/мм} = 339 \text{ кН/м} > N_{Ed} = 230 \text{ кН/м}$$

#### 4. Вывод.

Расчетное значение сопротивления кладки стены  $N_{Rd}$  больше расчетной вертикальной нагрузки  $N_{Ed}$ , то есть несущая способность стены при действии заданной нагрузки обеспечена.

### ПРИМЕР 2.2 Расчет на вертикальную нагрузку с учетом горизонтальной нагрузки (подбор материалов)

## Исходные данные

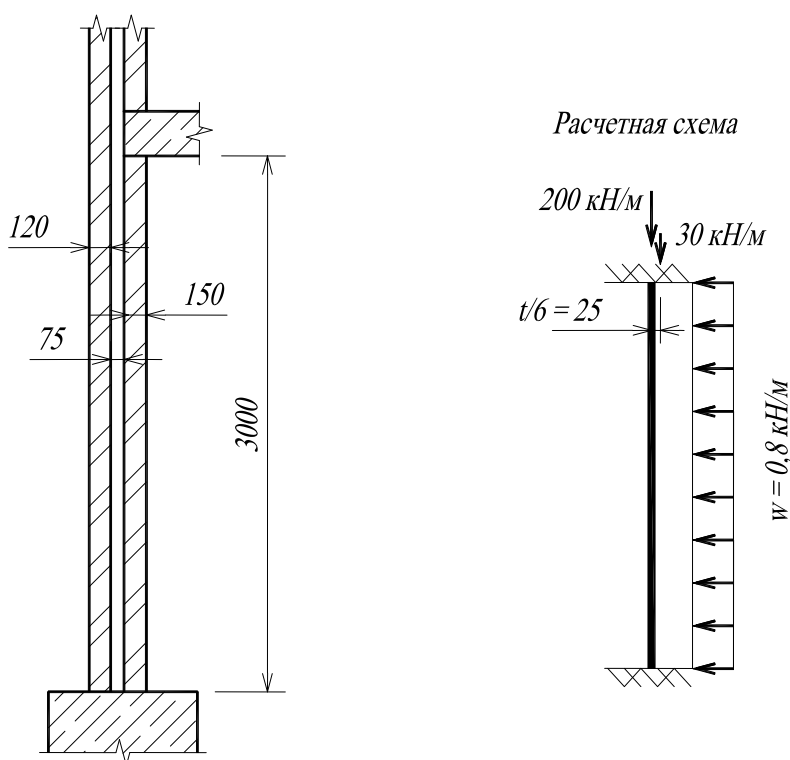


Рис.2.2.1

Для сравнения здесь использованы конструктивные решения, подобные принятым в примере 2.1.

Кладка нижнего яруса 4-этажной стены, фрагмент которой показан на рис. 2.2.1, проектируется двухслойной с воздушным зазором:

- наружный слой – кладка из глиняных кирпичей Группы 1 шириной 120 мм;
- внутренний слой – кладка из бетонных блоков Группы 1 шириной 150 мм;
- между слоями предусмотрен воздушный зазор шириной 75 мм;
- между слоями предусмотрены связи, соответствующие решениям, приведенным в п. 6.5 СП РК EN 1996.

Аттестация соответствия (показатель качества) блоков – категория I.

Применяется обычный (предписанный по рецептуре) раствор.

Класс (уровень) контроля при производстве кладки – класс 1.

Расчетная вертикальная распределенная нагрузка  $N_{Ed} = 230$  кН/м. Часть этой нагрузки величиной 30 кН/м приложена с эксцентриситетом, равным  $1/6$  части толщины внутреннего слоя. Остальная часть нагрузки от верхних этажей приложена вдоль оси стены (без эксцентриситета).

Кроме того, следует учесть ветровую нагрузку, расчетная величина которой  $w = 0,8$  кН/м<sup>2</sup> (см. расчетную схему на рис. 2.2.1).

Требуется:

- подобрать бетонные блоки при растворе М2,5.

– подобрать раствор при бетонных блоках, обладающих приведенным (нормализованным) сопротивлением сжатию камня  $f_b$ , равным 8 Н/мм<sup>2</sup>.

Собственным весом стены допускается пренебречь.

Длина стены составляет не менее 3,0 м.

### Решение

1. Выполняем проверку требования пункта 8.1.3(1) СП РК EN 1996, согласно которому минимальная площадь поперечного сечения несущей стены (нетто, с учетом штраб и выемок) не должна быть менее 0,04 м<sup>2</sup>.

Вычисляем

$$A = 3,0 \times 0,15 = 0,45 \text{ м}^2 > 0,04 \text{ м}^2,$$

то есть требование пункта 8.1.3(1) СП РК EN 1996 выполнено.

2. Определяем требуемые параметры.

- 2.1. Эффективная высота стены (согласно 5.5.1.2 СП РК EN 1996)

$$h_{ef} = \rho_n \times h = 0,75 \times 3000 = 2250 \text{ мм}$$

где

$\rho_n = \rho_2 = 0,75$  – понижающий коэффициент согласно 5.5.1.2 (11) СП РК EN 1996, случай (i).

- 2.2. Эффективную толщину стены определяем согласно 5.5.1.3(3) СП РК EN 1996 и НП.2.13 Национального Приложения к СП РК EN 1996 с учетом того, что толщина наружного слоя не превышает толщины внутреннего слоя (150 мм > 120 мм):

$$t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3} = \sqrt[3]{(120^3 + 150^3)} = 172 \text{ мм}$$

- 2.3. Гибкость стены по 5.5.1.4(1) СП РК EN 1996 находим с учетом ограничения 5.5.1.4(2) СН РК 1996

$$h_{ef} / t_{ef} = 2250 / 172 = 13,08 < 27$$

Ограничение выполняется.

Однако необходимо также проверить условие, указанное в пункте 6.1.2.2(2) СН РК 1996.

$$h_{ef} / t_{ef} < \lambda_c$$

При этом значение параметра  $\lambda_c$  следует принять равным 15 согласно пункту НП.2.14 Национального Приложения к СП РК EN 1996. Тогда имеем

$$h_{ef} / t_{ef} = 13,08 < \lambda_c = 15$$

то есть в дальнейших расчетах допускается не учитывать эксцентриситет вследствие ползучести  $e_k$  (см. ниже).

- 2.4. Эксцентриситет приложения нагрузки на уровне верха (i=1) и в основании (i=2) стены определяем по формуле (6.5) СП РК EN 1996

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

где

$M_{id} = 30 \times (0,15 / 6) = 0,75$  кНм/м (на ед. длины) – расчетное значение изгибающего момента вследствие эксцентриситета, равного  $1/6 t$  (эпюра моментов имеет вид, показанный на рис.2.2.2).

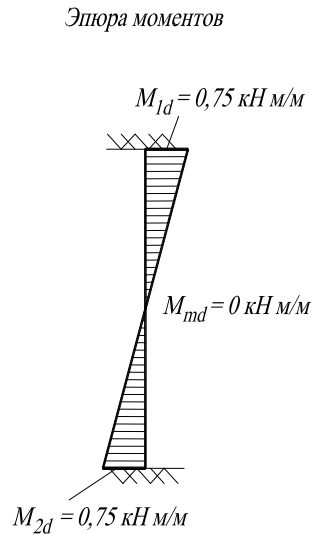


Рис.2.2.2

следовательно,  $M_{id} / N_{id} = 0,75 / 230 = 0,0033 \text{ м} = 3,3 \text{ мм}$ ;

$e_{he} = (w \times h^2 / 12) / N_{id} = (0,8 \times 3^2 / 12) / 230 = 0,6 / 230 = 0,0026 \text{ м} = 2,6 \text{ мм}$  – эксцентриситет на уровне верха и в основании стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок (эпюра моментов имеет вид, показанный на рис.2.2.3);

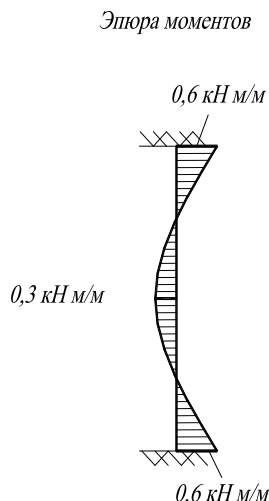


Рис.2.2.3

$e_{init} = h_{ef} / 450 = 2250 / 450 = 5,0$  мм – случайный эксцентриситет согласно 5.5.1.1(4) СП РК EN 1996;

Подставляя значения, получаем

$e_i = 3,3 + 2,6 + 5,0 = 10,9$  мм, что больше, чем  $0,05t = 0,05 \times 150 = 7,5$  мм.

Следовательно, в расчете необходимо принять  $e_i = 10,9$  мм.

2.5. По формуле (6.4) СП РК EN 1996 находим понижающий коэффициент на уровне верха и в основании стены

$$\Phi_i = 1 - 2 \times (e_i / t) = 1 - 2 \times (10,9 / 150) = 0,854$$

2.6. Эксцентриситет приложения нагрузки в середине высоты стены определяем по формуле (6.6) СП РК EN 1996

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

для этого

2.6.1 по формуле (6.7) СП РК EN 1996 находим эксцентриситет от нагрузок

$$e_m = (M_{md} / N_{md}) + e_{hm} + e_{init}$$

где

$M_{md} = 0$  – расчетное значение изгибающего момента в середине высоты стены, так как, по условию задачи, стена одинаково закреплена в верхней и в нижней опоре, а дополнительных сил и моментов по высоте этажа условно не приложено (см. рис. 2.2.2).

Следовательно,  $M_{md} / N_{md} = 0$ ;

$e_{hm} = (w \times h^2 / 24) / N_{md} = (0,8 \times 3^2 / 24) / 230 = 0,3 / 230 = 0,0013$  м = 1,3 мм – эксцентриситет в среднем сечении по высоте стены от горизонтальных нагрузок (эпюра моментов имеет вид, показанный на рис.2.2.3);

$e_{init} = h_{ef} / 450 = 2250 / 450 = 5,0$  мм – случайный эксцентриситет, принимаемый со знаком, увеличивающим абсолютное значение  $e_m$ .

Подставляя значения, получаем

$$e_m = 0 + 1,3 + 5,0 = 6,3 \text{ мм}$$

2.6.2 эксцентриситет вследствие ползучести принимаем равным нулю (см. подпункт 2.3 настоящего примера)

$$e_k = 0 \text{ мм}$$

Таким образом, эксцентриситет приложения нагрузки в середине высоты стены

$$e_{mk} = e_m + e_k = 6,3 + 0 = 6,3 \text{ мм},$$

что меньше, чем  $0,05t = 0,05 \times 150 = 7,5$  мм.

Следовательно, в расчете необходимо принять  $e_{mk} = 7,5$  мм.

2.7. Находим понижающий коэффициент для уровня середины высоты стены  $\Phi_m$ . Для этого воспользуемся примечанием к пункту 6.1.2.2 (1)(ii), согласно которому коэффициент  $\Phi_m$  может быть определен по приложению G к СП РК EN 1996.

Определим  $\Phi_m$  по графикам, приведенным на рисунке G.1 приложения G к СП РК EN 1996, учитывая, что кратковременный модуль упругости  $E$  неармированной каменной кладки, согласно положениям 3.7.2(2) СП РК EN 1996 и НП.2.9 Национального Приложения к СП РК EN 1996, должен определяться по формуле

$$E = 1000f_k,$$

При  $e_{mk} / t = 7,5 / 150 = 0,05$  и  $h_{ef} / t_{ef} = 13,08$  получаем (см. рис. 2.2.4)

$$\Phi_m = 0,77.$$

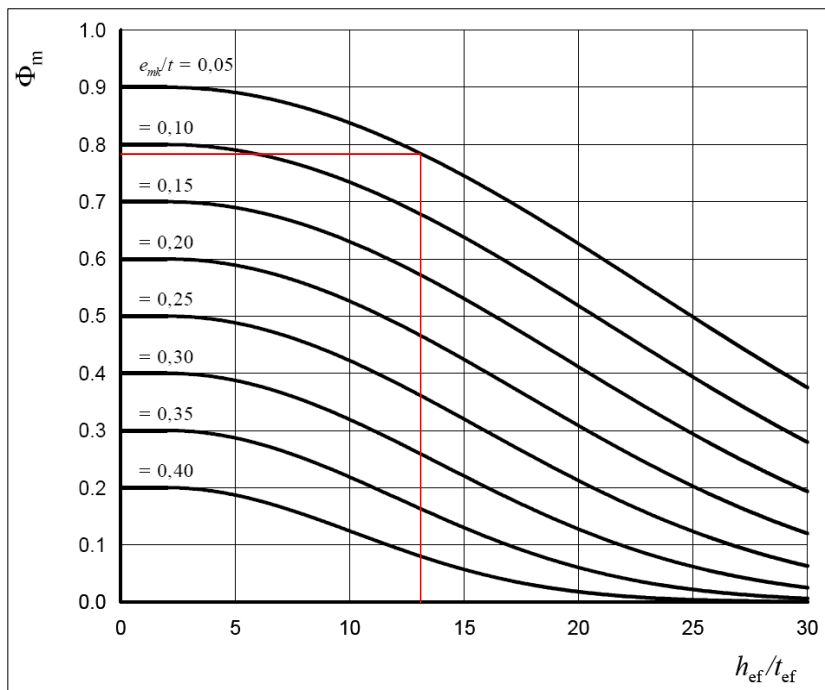


Рис.2.2.4

2.8. Следовательно, за расчетный понижающий коэффициент  $\Phi$  принимаем наименьшее значение из полученных в пунктах 2.5 и 2.7 настоящего примера.

$$\Phi = \Phi_m = 0,77$$

2.9. Из формулы (6.2) СП РК EN 1996 вычисляем требуемую расчетную прочность каменной кладки при сжатии, принимая  $N_{Rd} = N_{Ed}$

$$f_d = N_{Rd} / (\Phi \times t) = 230 / (0,77 \times 150) = 2,0 \text{ Н/мм}^2$$

2.10. Требуемую характеристическую прочность каменной кладки при сжатии определяем, принимая частный коэффициент по материалу  $\gamma_M = 1,7$  согласно значениям, приведенным в таблице 7.1 настоящего Пособия.

Примечание. Отметим, что до разработки частных коэффициентов для Национального Приложения Республики Казахстан в Пособии (и, соответственно, в настоящем примере) временно приняты значения, рекомендованные в пункте 2.4.3(1)Р СП РК EN 1996.

$$f_k = f_d \times \gamma_M = 2,0 \times 1,7 = 3,4 \text{ Н/мм}^2.$$

3. Подбор материалов осуществим двумя способами: 1) по формулам и 2) упрощенно, по таблицам.

3.1. С п о с о б 1. Так как кладку предполагается выполнять при стандартной толщине шва с использованием бетонных блоков Группы 1 и обычного раствора, то (см. пункт 3.6.1.2 СП РК EN 1996 и пункт НП.2.4 Национального Приложения к СП РК EN 1996), применяем формулу (3.2) СП РК EN 1996:

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3},$$

откуда, определяя  $K = 0,55$  по таблице 3.3 СП РК EN 1996 (с учетом требований, приведенных в описании константы), получаем

$$3,4 = 0,55 \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3}$$

3.1.1. Подбираем бетонные блоки при растворе М2,5

$$f_b^{0,7} = 3,4 / (0,55 \times 2,5^{0,3}) = 4,7$$

$$f_b = \sqrt[0,7]{4,7} = 9,12 \text{ Н/мм}^2$$

Несколько округляя результат, можно сказать, что для обеспечения требуемой несущей способности кладки при растворе М2,5 достаточно бетонных блоков Группы 1 шириной 150 мм с приведенной (нормализованной) прочностью камня при сжатии  $f_b$ , равным 10 Н/мм<sup>2</sup>.

3.1.2. Подбираем раствор при бетонных блоках, обладающих приведенной (нормализованной) прочностью камня при сжатии  $f_b$ , равной 8 Н/мм<sup>2</sup>, для чего определяем требуемую прочность раствора при сжатии

$$f_m^{0,3} = 3,4 / (0,55 \times 8^{0,7}) = 1,44$$

$$f_m = \sqrt[0,3]{1,44} = 3,37$$

Несколько округляя результат, можно сказать, что для обеспечения требуемой несущей способности кладки при бетонных блоках, обладающих приведенной (нормализованной) прочностью камня при сжатии  $f_b$ , равной 8 Н/мм<sup>2</sup>, достаточно использовать раствор М4.

3.2. С п о с о б 2. Воспользуемся упрощенным методом (см. подраздел 7.4 настоящего Пособия, а также таблицы в пункте D.1(1) приложения D к СП РК EN 1996-3 и пункт НП.2.5 Национального Приложения к СП РК EN 1996-3).

Примечание. Отметим, что указанные выше таблицы подсчитаны по формулам пункта 3.6.1.2(ii) СП РК EN 1996, что соответствует пункту НП.2.4 Национального Приложения к СП РК EN 1996.

3.2.1. Подбираем бетонные блоки при растворе М2,5:

при  $f_{k,s} = 3,6$  Н/мм<sup>2</sup>, что примерно (несколько в запас) соответствует  $f_k = 3,4$  Н/мм<sup>2</sup> и обычном растворе М2,5 находим, что для обеспечения требуемой несущей способности кладки при растворе М2,5 достаточно бетонных блоков Группы 1 шириной 150 мм с приведенной (нормализованной) прочностью камня при сжатии  $f_b$ , равной 10 Н/мм<sup>2</sup>.

3.2.2. Подбираем раствор при бетонных блоках, обладающих приведенной (нормализованной) прочностью камня при сжатии  $f_b$ , равной 8 Н/мм<sup>2</sup>:

интерполируя между  $f_{k,s} = 3,8$  Н/мм<sup>2</sup> и  $f_{k,s} = 3,1$  Н/мм<sup>2</sup> и несколько округляя результат, получаем, что для обеспечения требуемой несущей способности кладки при бетонных блоках, обладающих  $f_b$ , равным 8 Н/мм<sup>2</sup>, достаточно использовать раствор М4;

4. Вывод.

**Результаты подбора материалов двумя способами: по формулам и упрощенно, по таблицам, свидетельствуют о приемлемости обоих способов.**

### 3 Пример расчета стены на действие местной сосредоточенной нагрузки

#### ПРИМЕР 3.1. Расчет кладки на действие местной сосредоточенной нагрузки

##### Исходные данные



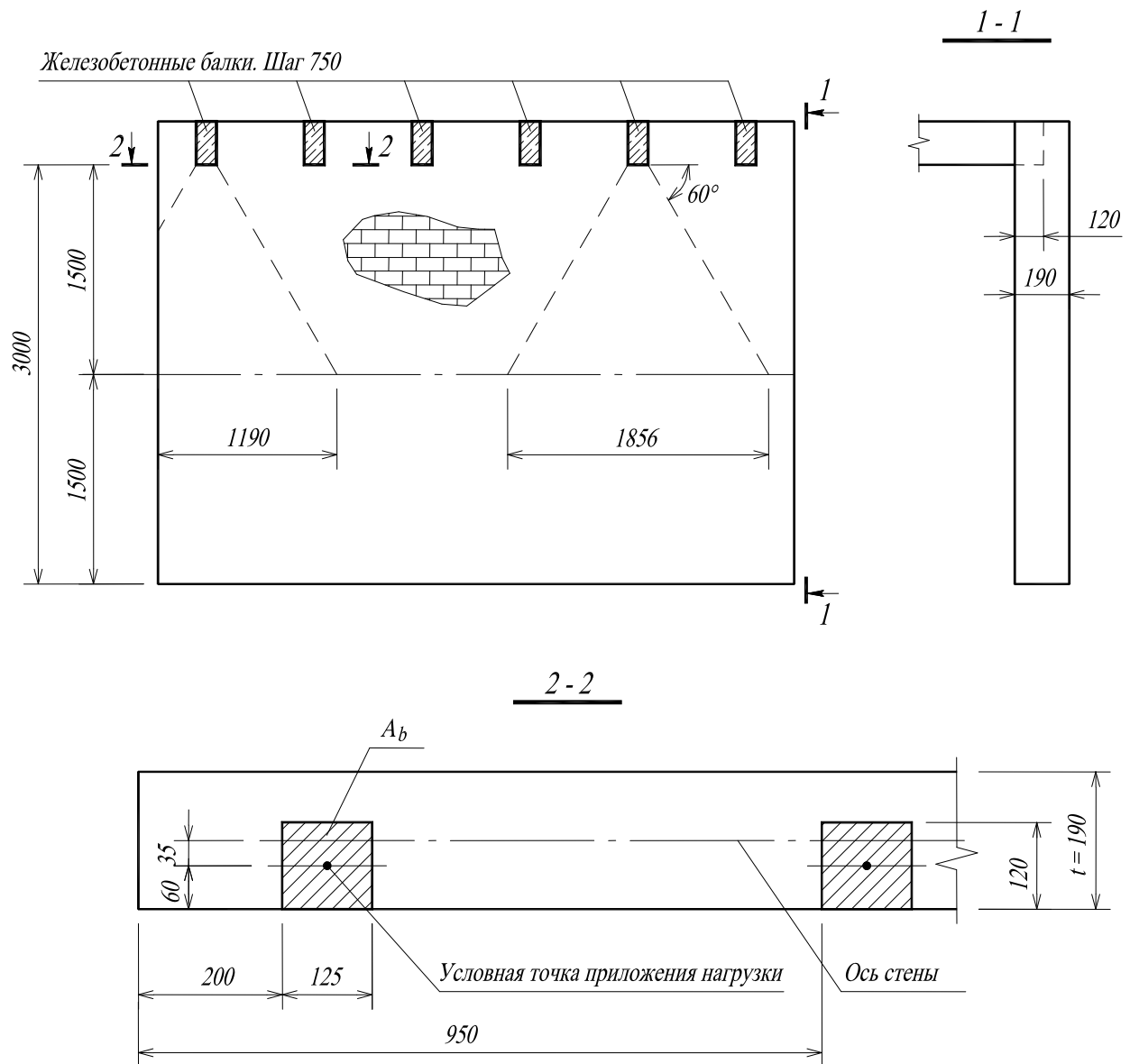


Рис. 3.1.1

Стена из бетонных камней предусмотрена высотой  $h_c = 3,0$  м (на уровне приложения нагрузки).

Предполагается использовать бетонные камни Группы 1.

Размеры камней  $390 \times 190 \times 190(h)$  мм.

Аттестация соответствия (показатель качества) камней – категория I.

Приведенная (нормализованная) прочность камня при сжатии  $f_b$  составляет  $6,5 \text{ Н/мм}^2$ .

Применяется обычный (предписанный по рецептуре) раствор М4.

Класс (уровень) контроля при производстве кладки – класс 2.

На стену опираются сборные железобетонные балки, расположенные с шагом 0,75 м.

Балки заглублены в стену на 120 мм.

Крайние балки отстоят от края стены на 200 мм.

Каждая балка передает на стену постоянную силу величиной 8,5 кН и временную силу величиной 5,0 кН.

Требуется проверить прочность кладки при действии местной вертикальной сосредоточенной нагрузки.

### Решение

1. Определяем расчетное значение вертикальной сосредоточенной нагрузки (см. СП РК EN 1990 и НП.2.2.3.2 Национального Приложения к СП РК EN 1990).

$$N_{Edc} = 1,35 \times 8,5 + 1,5 \times 5 = 18,975 \text{ кН}$$

2. Определяем эксцентриситет приложения сосредоточенной нагрузки (см. рис. 6.2-2 СП РК EN 1996 и рис. 3.1.1) как разность между половиной ширины стены ( $t$ ) и расстоянием от края стены до точки приложения силы.

$$(190 \times 0,5) - (120 \times 0,5) = 35 \text{ мм} = 0,184t < 0,25t$$

что соответствует требованию пункта 6.1.3(4) СП РК EN 1996.

3. Расчетное значение сопротивления кладки стены при условиях, приведенных в 6.1.3 (2) СП РК EN 1996, определяем по формуле (6.10) СП РК EN 1996:

$$N_{Rdc} = \beta \times A_b \times f_d,$$

где

$\beta$  – повышающий коэффициент, принимаемый по формуле (6.11) СП РК EN 1996 с ограничениями, указанными в описании этой формулы;

$A_b$  – площадь стены, на которую передается нагрузка (см. рис. 6.2-2 СП РК EN 1996 и рис. 3.1.1);

$f_d$  – расчетная прочность каменной кладки при сжатии;

Так как расчетное значение сопротивления кладки местному сжатию зависит от расположения нагрузки, рассмотрим 2 варианта приложения нагрузки, принятые в данном примере расчета.

3.1. Вариант 1. Средняя (промежуточная) опора.

3.1.1. Эффективная длина площади распределения нагрузки под опорой, измеряемая в основании трапеции на половине высоты стены

$$l_{efm} = h_c / 2 \times \operatorname{tg} 30^\circ \times 2 + 125 = 3000 / 2 \times 0,577 \times 2 + 125 = 1856 \text{ мм}$$

3.1.2. Проверяем ограничение, приведенное в описании формулы (6.11) СП РК EN 1996, для чего вычисляем отношение  $A_b$  к эффективной площади опоры  $A_{ef} = l_{efm} \times t$

$$A_b / A_{ef} = (120 \times 125) / (1856 \times 190) = 0,043 < 0,45$$

Ограничение выполняется.

3.1.3. Повышающий коэффициент (при  $a_1=950$  для этого варианта)

$$\beta = (1 + 0,3 (a_1 / h_c)) (1,5 - 1,1 (A_b / A_{ef})) = \\ = (1 + 0,3 (950 / 3000)) (1,5 - 1,1 \times 0,043) = 1,59.$$

При этом должны соблюдаться условия:

$$1,0 \leq \beta \leq (1,25 + a_1 / 2h_c);$$

$$\beta \leq 1,5;$$

из которых применяют меньшее значение.

Проверяем ограничение

$$1,25 + a_1 / 2h_c = 1,25 + 950 / (2 \times 3000) = 1,41 < 1,5 < 1,58$$

Принимаем  $\beta = 1,41$ .

3.1.4. Характеристическую прочность кладки при сжатии, согласно пункту НП.2.4

Национального Приложения к СП РК EN 1996, определяем по методу (ii) пункта 3.6.1.2 (1) СП РК EN 1996, то есть в данном случае (см. исходные данные и пункт 3.6.1.2 (2) СП РК EN 1996) – по формуле (3.2) СП РК EN 1996.

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3}$$

где

$K = 0,55$  (константа по таблице 3.3 СП РК EN 1996 с учетом требований, приведенных в описании константы);

$f_b = 6,5$  Н/мм<sup>2</sup> по исходным данным;

$f_m = 4$  Н/мм<sup>2</sup> прочность кладочного раствора М4 на сжатие.

Подставляя значения, получаем

$$f_k = 0,55 \times 6,5^{0,7} \times 4^{0,3} = 3,09 \text{ Н/мм}^2$$

3.1.5. Расчетную прочность каменной кладки при сжатии определяем, принимая частный коэффициент по материалу  $\gamma_M = 2,0$  согласно значениям, приведенным в таблице 7.1 настоящего Пособия.

Примечание. Отметим, что до разработки частных коэффициентов для Национального Приложения Республики Казахстан в Пособии (и, соответственно, в настоящем примере) временно приняты значения, рекомендованные в пункте 2.4.3(1)Р СП РК EN 1996.

$$f_d = f_k / \gamma_M = 3,09 / 2,0 = 1,55 \text{ Н/мм}^2$$

3.1.6. Вычисляем расчетное значение сопротивления кладки стены при действии местной сосредоточенной нагрузки.

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d = 1,41 \times (125 \times 120) \times 1,55 = 32783 \text{ Н} = 32,8 \text{ кН} > N_{Edc} = 18,975 \text{ кН}$$

Следовательно, для варианта 1 условие прочности (6.9) СП РК EN 1996, приведенное в пункте 6.1.3(1)Р СП РК EN 1996, выполняется.

3.2. Вариант 2. Крайняя опора.

3.2.1. Эффективная длина площади распределения нагрузки под опорой, измеряемая в основании трапеции на половине высоты стены

$$l_{efm} = h_c / 2 \times \operatorname{tg} 30^{\circ} + 125 + 200 = 3000 / 2 \times 0.577 + 125 + 200 = 1190 \text{ мм}$$

3.2.2. Проверяем ограничение, приведенное в описании формулы (6.11) СП РК EN 1996

$$A_b / A_{ef} = (120 \times 125) / (1190 \times 190) = 0,066 < 0,45$$

Ограничение выполняется.

3.2.3. Повышающий коэффициент (при  $a_1=200$  для этого варианта)

$$\begin{aligned} \beta &= (1 + 0,3 (a_1 / h_c)) (1,5 - 1,1 (A_b / A_{ef})) = \\ &= (1 + 0,3 (200 / 3000)) (1,5 - 1,1 \times 0,066) = 1,45 \end{aligned}$$

Проверяем ограничения

$$1,0 \leq \beta \leq (1,25 + a_1 / 2h_c);$$

$$\beta \leq 1,5;$$

из которых применяют меньшее значение:

$$1,25 + a_1 / 2h_c = 1,25 + 200 / (2 \times 3000) = 1,28 < 1,45 < 1,5$$

Принимаем  $\beta = 1,28$ .

3.2.4. Характеристическая прочность кладки при сжатии по методу (ii) пункта 3.6.1.2 (1) СП РК EN 1996, то есть – по формуле (3.2) СП РК EN 1996.

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3}$$

$K = 0,55$  (константа по таблице 3.3 СП РК EN 1996 с учетом требований, приведенных в описании константы);

$f_b = 6,5 \text{ Н/мм}^2$  по исходным данным;

$f_m = 4 \text{ Н/мм}^2$  прочность кладочного раствора М4 на сжатие.

Подставляя значения, получаем

$$f_k = 0,55 \times 6,5^{0,7} \times 4^{0,3} = 3,09 \text{ Н/мм}^2$$

3.2.5. Расчетную прочность каменной кладки при сжатии определяем, принимая частный коэффициент по материалу  $\gamma_M = 2,0$  согласно значениям, приведенным в таблице 7.1 настоящего Пособия (см. п.3.1.5 настоящего примера).

$$f_d = f_k / \gamma_M = 3,09 / 2,0 = 1,55 \text{ Н/мм}^2$$

3.2.6. Вычисляем расчетное значение сопротивления кладки стены при действии местной сосредоточенной нагрузки.

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d = 1,28 \times (125 \times 120) \times 1,55 = 29760 \text{ Н} = 29,76 \text{ кН} > N_{Edc} = 18,975 \text{ кН}$$

Следовательно, для варианта 2 условие прочности (6.9) СП РК EN 1996, приведенное в пункте 6.1.3(1)Р СП РК EN 1996, выполняется.

4. Вывод.

**Расчетное значение сопротивления кладки стены  $N_{Rdc}$  во всех рассмотренных случаях больше местной вертикальной сосредоточенной нагрузки  $N_{Edc}$ , то есть несущая способность кладки стены для данного типа нагрузки обеспечена.**

#### **4 Пример расчета стены на действие горизонтальной нагрузки**

**ПРИМЕР 4.1 Расчет на действие горизонтальной нагрузки, направленной из плоскости стены (изгиб и сдвиг)**

**Исходные данные**

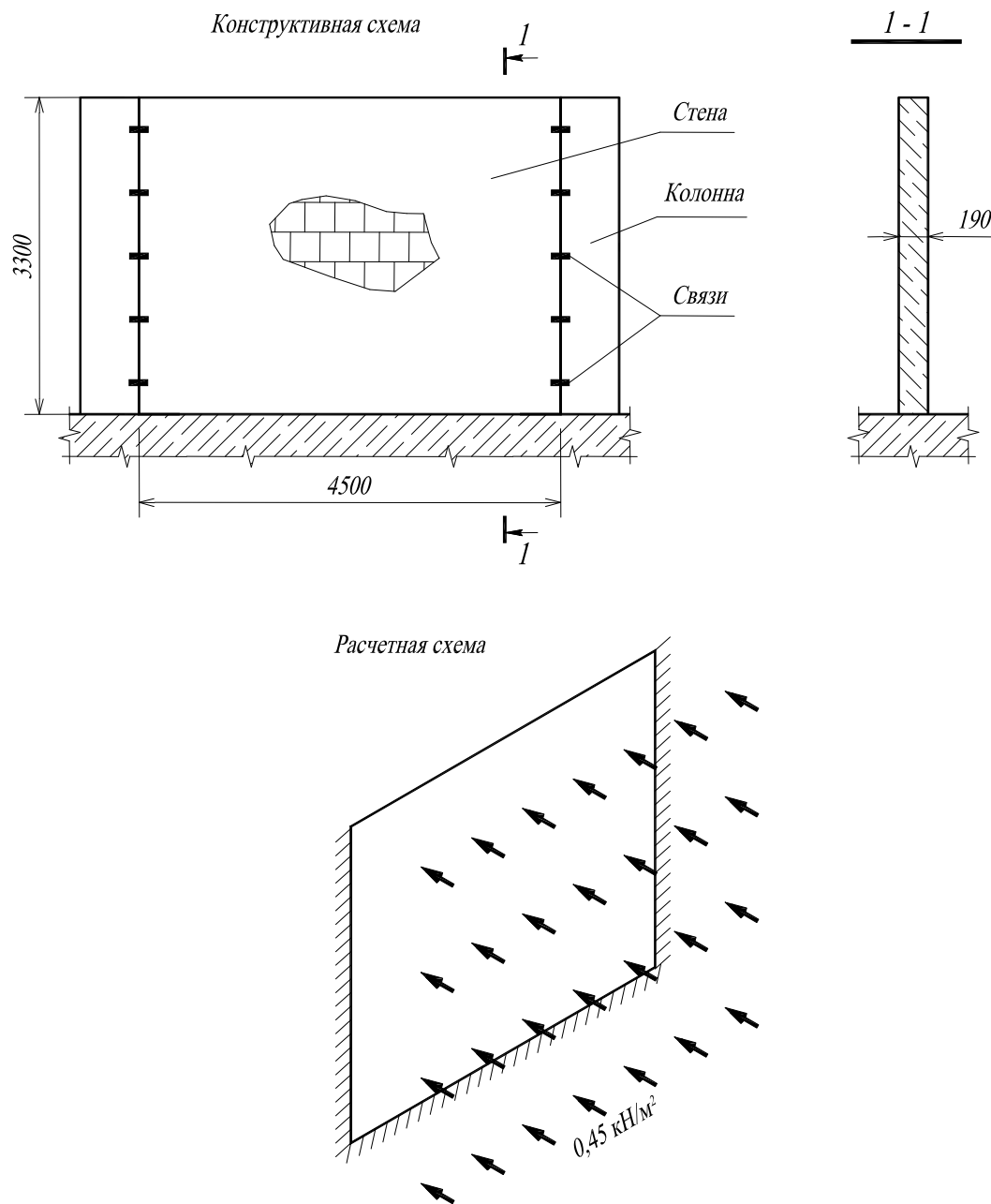


Рис.4.1.1

Кладка стены, показанной на рис. 4.1.1, проектируется однослойной из бетонных блоков Группы 1.

Размеры камней  $390 \times 190 \times 190(h)$  мм.

Высота стены  $h = 3,3$  м.

Длина стены  $l = 4,5$  м.

Стена закреплена к колоннам при помощи связей, расположенных равномерно вдоль высоты стены.

Прочность камня при сжатии (не нормализованная), полученная при подготовке образцов в воздушно-влажностных условиях (см. EN 772-1), составляет  $8,0 \text{ Н/мм}^2$ .

Аттестация соответствия (показатель качества) блоков – категория I.

Применяется обычный (предписанный по рецептуре) раствор М5.

Класс (уровень) контроля при производстве кладки – класс 2.

Частный коэффициент для нагрузки  $\gamma_f = 1,5$ .

Частный коэффициент для материала  $\gamma_m = 2,0$ .

Характеристическое значение ветровой нагрузки  $Q_k = 0,45 \text{ кН/м}^2$

Требуется проверить прочность стены и определить усилия в связях.

### Решение

#### 1. Расчет на изгиб.

##### 1.1. Расчет перевязанного сечения.

1.1.1. Определяем расчетный изгибающий момент на единицу высоты стены по формуле (5.18) СП РК EN 1996:

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

где

$W_{Ed} = Q_k \times \gamma_f = 0,45 \times 1,5 = 0,675 \text{ кН/м}^2$  – расчетное значение поперечной (горизонтальной) нагрузки на единицу площади;

$l = 4,5 \text{ м}$  – длина стены между опорами.

$\alpha_2$  – коэффициент изгибающего момента, определенный с учетом степени закрепления стены по краям и отношения сторон стены; для условий настоящего примера он может быть получен (см. ниже) с использованием приложения Е, для чего предварительно необходимо найти

$\mu = f_{xd1} / f_{xd2}$  – коэффициент отношения прочностей при изгибе каменной кладки в двух ортогональных направлениях (см. примечание к 5.5.5(7) СН РК 1996;

при исходных данных настоящего примера  $\mu = f_{xd1} / f_{xd2} = f_{xk1} / f_{xk2}$ ; по таблицам, приведенным в п. 3.6.3(3) СП РК EN 1996, определяем

$$f_{xk1} = 0,1 \text{ Н/мм}^2 \text{ и } f_{xk2} = 0,4 \text{ Н/мм}^2$$

Примечание. Значение  $f_{xk2}$  не должно превышать прочности камня при изгибе.

Тогда  $\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 0,1 / 0,4 = 0,2$ .

При  $\mu = 0,2$  и соотношении  $h / l = 3,3 / 4,5 = 0,733$  по таблице приложения Е, учитывая граничные условия «А», получим

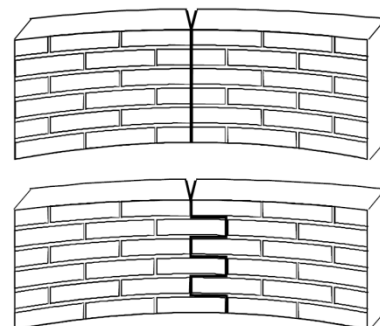
$$\alpha_2 = 0,088$$

и, соответственно

$$M_{Ed2} = 0,088 \times 0,675 \times 4,5^2 = 1,2 \text{ кНм/м}$$

1.1.2. Расчетное значение прочности сечения стены при изгибе на единицу высоты составляет (см. 6.3.1.(3) СП РК EN 1996):

$$M_{Rd2} = f_{xd2} \times Z = 200 \times 0,006 = 1,2 \text{ кНм/м}$$



где

$f_{xd2} = f_{xk2} / \gamma_M = 0,4 / 2,0 = 0,2 \text{ Н/мм}^2 = 200 \text{ кН/м}^2$  – расчетное значение прочности при изгибе каменной кладки по перевязанному сечению;  
 $Z = t^2 / 6 = 0,190^2 / 6 = 0,006 \text{ м}^3/\text{м}$  – упругий момент сопротивления на единицу высоты стены.

1.1.3. Таким образом,

$$M_{Rd2} = 1,2 \text{ кНм/м} = M_{Ed2} = 1,2 \text{ кНм/м}$$

то есть условие прочности (6.14) СП РК EN 1996 для перевязанного сечения соблюдается.

1.2. Расчет неперевязанного сечения.

1.2.1. Определяем расчетный изгибающий момент на единицу длины стены по формуле (5.17) СП РК EN 1996:

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

где

$W_{Ed} = Q_k \times \gamma_f = 0,45 \times 1,5 = 0,675 \text{ кН/м}^2$  – расчетное значение поперечной (горизонтальной) нагрузки на единицу площади;

$l = 4,5 \text{ м}$  – длина стены между опорами.

$\alpha_1$  – коэффициент изгибающего момента, определенный с учетом степени закрепления стены по краям и отношения сторон стены; для условий настоящего примера он может быть получен по формуле

$$\alpha_1 = \mu \times \alpha_2$$

в которой

$\mu = 0,2$  – коэффициент отношения прочностей при изгибе каменной кладки в двух ортогональных направлениях (см. пункт 1.1.1 настоящего примера);

$\alpha_2 = 0,088$  коэффициент изгибающего момента; определяется с использованием приложения Е (см. пункт 1.1.1 настоящего примера);

Отсюда

$$\alpha_1 = 0,2 \times 0,088 = 0,0176$$

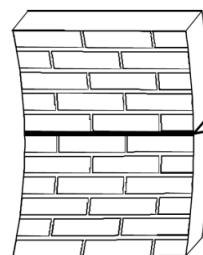
и, соответственно

$$M_{Ed1} = 0,0176 \times 0,675 \times 4,5^2 = 0,24 \text{ кНм/м}$$

1.2.2. Расчетное значение прочности сечения стены при изгибе на единицу длины составляет (6.3.1.(3) СП РК EN 1996):

$$M_{Rd1} = f_{xd1} \times Z = 50 \times 0,006 = 0,3 \text{ кНм/м}$$

где





$f_{xdl} = f_{xkl} / \gamma_m = 0,1 / 2,0 = 0,05 \text{ Н/мм}^2 = 50 \text{ кН/м}^2$  – расчетное значение прочности при изгибе каменной кладки по неперевязанному сечению (по условиям настоящего примера – без учета благоприятного влияния сжимающих напряжений от вертикальных нагрузок, то есть – несколько в запас прочности);

Примечание. Для учета благоприятного влияния сжимающих напряжений от вертикальных нагрузок следует воспользоваться формулой (6.16) из 6.3.1.(4) СП РК EN 1996.

$Z = t^2 / 6 = 0,190^2 / 6 = 0,006 \text{ м}^3/\text{м}$  – упругий момент сопротивления на единицу длины стены.

1.2.3. Таким образом,

$$M_{Rdl} = 0,3 \text{ кНм/м} > M_{Edl} = 0,24 \text{ кНм/м}$$

то есть условие прочности (6.14) СП РК EN 1996 для неперевязанного сечения соблюдается.

## 2. Расчет на действие поперечной (сдвигающей) силы.

2.1. Будем считать, что распределение ветровой нагрузки происходит так, как показано на рис. 4.1.2.

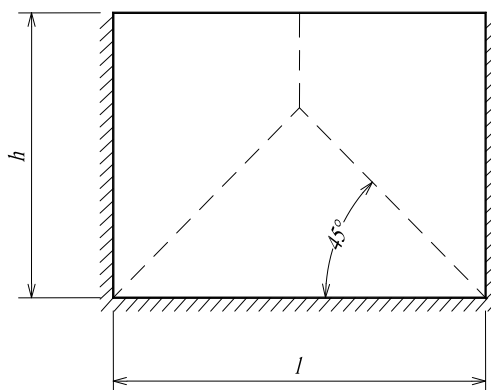


Рис.4.1.2

2.2. Проверяем несущую способность кладки при сдвиге (срезе) в основании стены.

2.2.1. С учетом распределения нагрузки по рис. 4.1.2, полная расчетная поперечная сила в основании (вычисленная с учетом площади треугольника), будет составлять

$$V_{Ed} = Q_k \times \gamma_f \times (l \times (l/2) / 2) = 0,45 \times 1,5 \times (4,5 \times (4,5/2) / 2) = 3,42 \text{ кН}$$

Характеристическую прочность при срезе (сдвиге) каменной кладки, выполненной на обычном растворе, при условии соблюдения требований 3.6.2(3) СП РК EN 1996 определяем по формуле (3.5) СП РК EN 1996 с учетом ограничения, регламентированного пунктом НП.2.5 Национального приложения к СП РК EN 1996

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \times \sigma_d \leq 0,065 \times f_b$$

где

$f_{vko} = 0,15 \text{ Н/мм}^2$  – начальная характеристическая прочность при срезе (сдвиге) каменной кладки (при отсутствии сжимающей нагрузки), назначенная с учетом НП.2.7 Национального

Приложения к СП РК EN 1996 и данных, приведенных в таблице 3.4 СП РК EN 1996;

$\sigma_d$  – расчетное напряжение сжатия, перпендикулярное усилию среза (сдвига); так как по условию задачи напряжением сжатия пренебрегаем, то  $\sigma_d = 0$ ;

$f_b$  – приведенная (нормализованная) прочность камня при сжатии; пересчет прочности камня при сжатии (не нормализованной в нормализованную) произведем согласно приложению А к EN 772-1:

- при заданных размерах блоков по таблице А.1 приложения А к EN 772-1 находим коэффициент пересчета  $\delta = 1,15$ ;

- используя исходные данные, получаем

$$f_b = 8,0 \times 1,15 = 9,2 \text{ Н/мм}^2;$$

Подставляя значения, получаем

$$f_{vk} = f_{vko} = 0,15 < 0,065 \times 9,2 = 0,598 \text{ Н/мм}^2$$

Окончательно,  $f_{vk} = 0,15 \text{ Н/мм}^2$

2.2.2. Расчетную прочность при срезе (сдвиге) каменной кладки определяем согласно описанию, приведенному в 6.2(2) СП РК EN 1996

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = 0,15 / 2,0 = 0,075 \text{ Н/мм}^2$$

2.2.3. Расчетное значение сопротивления в основании стены определяем по формуле (6.13) СП РК EN 1996

$$V_{Rd} = f_{vd} \times t \times l_c = 0,075 \times 190 \times 4150 = 59137 \text{ Н} = 59,1 \text{ кН}$$

что больше, чем полная поперечная сила в основании  $V_{Ed} = 3,42 \text{ кН}$ , то есть условие прочности (6.12) СП РК EN 1996 соблюдается.

2.3. Определим усилия в связях.

2.3.1. С учетом распределения нагрузки по рис. 4.1.2, полная расчетная поперечная сила на каждой вертикальной опоре стены (вычисленная с учетом площади трапеции), составит

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= Q_k \times \gamma_f \times ((h - l/2) + h) / 2 \times (l/2) = \\ &= 0,45 \times 1,5 \times ((3,3 - 4,5/2) + 3,3) / 2 \times (4,5/2) = 3,3 \text{ кН} \end{aligned}$$

2.3.2. Усилие в каждой связи (для расчета конструкции связи на срез) составит

$$3,3 / 5 = 0,66 \text{ кН.}$$

3. Расчет по эксплуатационной пригодности.

3.1. Проверяем выполнение требования пункта 7.2(5) СП РК EN 1996, касающегося соотношений между размерами стены, для чего определяем (см. приложение F):

$$h / t = 3,3 / 0,19 = 17,4$$

$$l / t = 4,5 / 0,19 = 23,7$$

3.2. Затем, по рисунку F.2 приложения F, который отвечает принятым в настоящем примере условиям опирания стены, находим точку, соответствующую полученным соотношениям (см. рис.4.1.3).

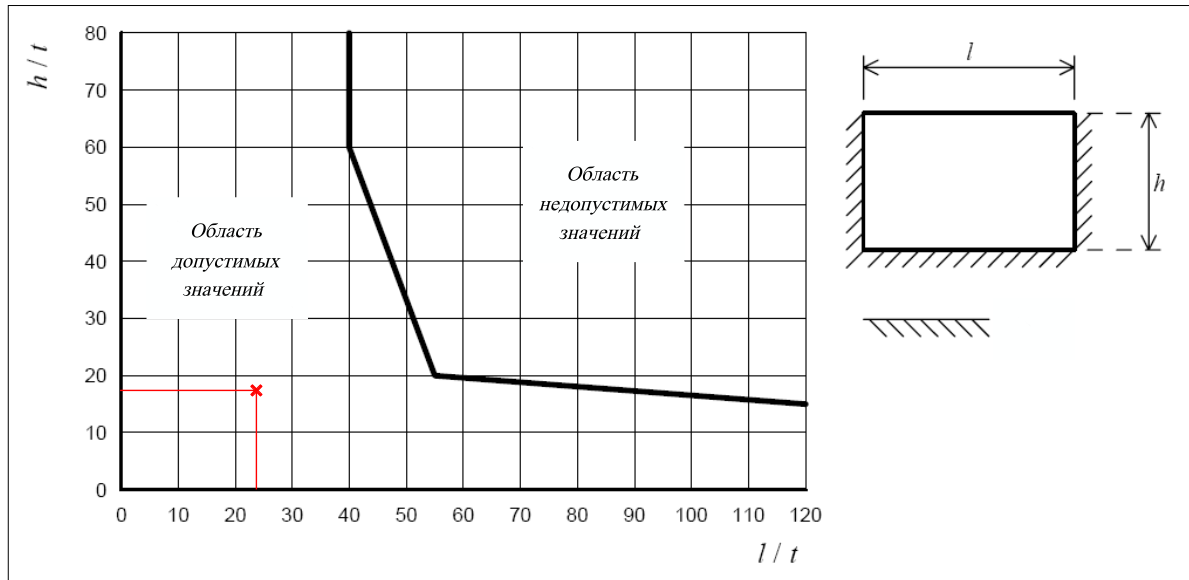


Рис.4.1.3

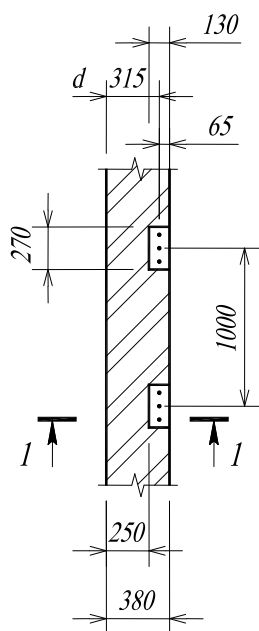
Из рассмотрения рис 4.1.3 следует, что соотношения между размерами стены находятся в допустимых пределах.

## 5 Примеры расчета армированной кладки

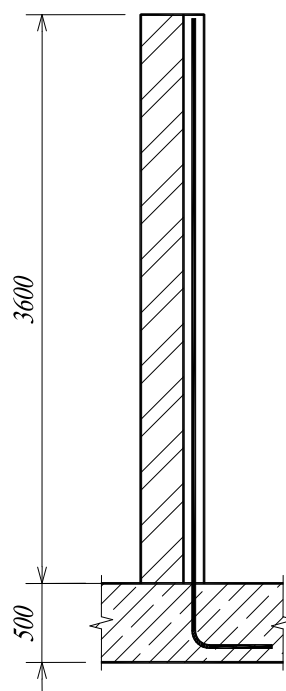
### ПРИМЕР 5.1 Расчет стены из кладки с армированием в виде железобетонных сердечников (изгиб и сдвиг)

#### Исходные данные

Конструктивная схема



1 - 1



Расчетная схема

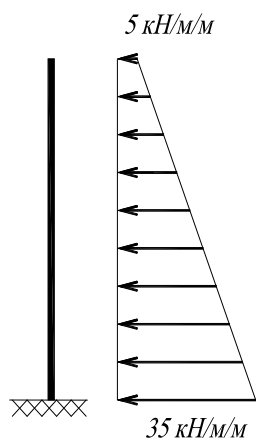


Рис.5.1.1

Кладка стены, показанной на рис. 5.1.1, проектируется однослойной из керамических камней Группы 1.

Размеры камней  $250 \times 120 \times 138(h)$  мм.

Расчетное значение удельного веса кладки  $18 \text{ кН/м}^3$ .

Высота стены  $h = 3,6$  м.

Стена армируется с одной стороны в «карманах» кладки, расположенных равномерно вдоль длины стены с шагом 1 м.

Прочность камня при сжатии (не нормализованная), полученная при подготовке образцов в воздушно-влажностных условиях (см. EN 772-1), составляет  $25,0 \text{ Н/мм}^2$ .

Аттестация соответствия (показатель качества) блоков – категория I.

Применяется обычный (предписанный по рецептуре) раствор М10.

Класс (уровень) контроля при производстве кладки – класс 1.

Бетон заполнения «карманов» C20/25.

Армирование выполняется:

- продольными стержнями из арматурной стали с расчетной прочностью  $347 \text{ Н/мм}^2$ ,
- поперечной арматурой в виде замкнутых хомутов диаметром 6 мм, расположенных в швах кладки; расчетная прочность стали хомутов  $175 \text{ Н/мм}^2$ .

Расчетная нагрузка приложена так, как показано на рис. 5.1.1 (в кН/м на единицу длины стены).

Требуется подобрать сечение арматуры.

### Решение

1. Предварительно проверим ограничение, указанное в 5.5.2.5(1) СП РК EN 1996, для чего определим соотношение между эффективным вылетом консоли и полезной (рабочей) высотой сечения стены

$$(3600 + 500 / 2) / 315 = 12,2$$

Полученная величина меньше предельно допустимого значения, приведенного в таблице 5.2 СП РК EN 1996 и равного 18, то есть ограничение п. 5.5.2.5(1) СП РК EN 1996 соблюдено ( $12,2 < 18$ ).

2. Определим расчетные воздействия от нагрузки, показанной на рис. 5.1.1.

- 2.1. Расчетная горизонтальная сила на единицу длины стены (поперечная сила в основании стены)

$$V_{Ed} = (35+5) / 2 \times 3,6 = 72,0 \text{ кН/м}$$

- 2.2. Расчетный изгибающий момент на единицу длины стены (максимальный момент, действующий в основании стены)

$$M_{Ed} = ((35-5) \times 3,6 / 2 \times 3,6 / 3) + (5 \times 3,6 \times 3,6 / 2) = 97,2 \text{ кНм/м}$$

3. Расчет на действие изгибающего момента.

Будем рассчитывать стену как ребристую конструкцию, ограничившись расчетом средних «ребер», условно считая их тавровым сечением.

Примечание. Расчет крайних «ребер» аналогичен.

- 3.1. При этом принимаем:

- за толщину стенки – ширину «кармана»

$$t_r = 270 \text{ мм},$$

- за толщину полки, согласно рекомендации п. 6.6.3(1) СП РК EN 1996

$$t_f = d / 2 = 315 / 2 = 157 \text{ мм},$$

- за ширину полки, согласно требованиям п.6.6.3(2) СП РК EN 1996, меньшую величину из

$$a) t_r + 12 \times t_f = 270 + (12 \times 157) = 2154 \text{ мм},$$

$$b) l_{ef} = 1000 \text{ мм},$$

$$c) h / 3 = 3600 / 3 = 1200 \text{ мм},$$

то есть

$$b_{ef,t} = 1000 \text{ мм}.$$

3.2. Определяем  $f_b$  – приведенную (нормализованную) прочность камня при сжатии. Пересчет прочности камня при сжатии (не нормализованной в нормализованную) произведем согласно приложению А к EN 772-1:

- при заданных размерах блоков по таблице А.1 приложения А к EN 772-1 находим коэффициент пересчета  $\delta = 1,11$  и коэффициент пересчета условий твердения  $1,0$ ;

- используя исходные данные, получаем

$$f_b = 25,0 \times 1,11 \times 1,0 = 27,7 \text{ Н/мм}^2.$$

3.3. Характеристическую прочность кладки при сжатии, согласно указаниям пункта НП.2.4 Национального Приложения к СП РК EN 1996, определяем по методу (ii) пункта 3.6.1.2 (1) СП РК EN 1996, в рассматриваемом случае (см. исходные данные и пункт 3.6.1.2 (2) СП РК EN 1996) – по формуле (3.2) СП РК EN 1996.

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3},$$

где

$K = 0,55 \times 0,8 = 0,44$  (константа по таблице 3.3 СП РК EN 1996 с учетом требований, приведенных в описании константы);

$f_b = 27,7 \text{ Н/мм}^2$  (см. выше, п. 3.2 настоящего примера);

$f_m = 10 \text{ Н/мм}^2$  – прочность кладочного раствора М10 на сжатие.

Подставляя значения, получаем

$$f_k = 0,44 \times 27,7^{0,7} \times 10^{0,3} = 8,9 \text{ Н/мм}^2$$

3.4. Расчетную прочность каменной кладки при сжатии определяем, принимая частный коэффициент по материалу  $\gamma_M = 1,7$  согласно значениям, приведенным в таблице 7.1 настоящего Пособия.

Примечание. Отметим, что до разработки частных коэффициентов для Национального Приложения Республики Казахстан в Пособии (и, соответственно, в настоящем примере) временно приняты значения, рекомендованные в пункте 2.4.3(1)Р СП РК EN 1996.

$$f_d = f_k / \gamma_M = 8,9 / 1,7 = 5,23 \text{ Н/мм}^2$$

3.5. Определяем расчетный случай по формуле (6.26) СП РК EN 1996

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

для чего находим  $\sigma_d$  – расчетное напряжение сжатия.

Так как по условию задачи напряжение сжатия возникает только от собственного веса, то получаем (на единицу длины)

$$\sigma_d = 18,0 \times 3,6 = 64,8 \text{ кН/м}^2 = 0,065 \text{ Н/мм}^2 < 0,3 \times f_d = 0,3 \times 5,23 = 1,56 \text{ Н/мм}^2.$$

Следовательно (см. 6.6.2(8) СП РК EN 1996), стену допускается рассчитывать только на изгиб.

3.6. Используя формулу (6.22) СП РК EN 1996 для расчетного значения прочности сечения стены при изгибе  $M_{Rd}$  и формулу (6.23) для плеча пары сил  $z$ , имеем следующее уравнение

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times d \times (1 - (A_s \times f_{yd}) / (2 \times b \times d \times f_d)),$$

где

$A_s$  – площадь поперечного сечения продольной арматуры;

$f_{yd} = 347 \text{ Н/мм}^2$  расчетная прочность арматурной стали

(см. исходные данные);

$$b = b_{ef,t} = 1000 \text{ мм.}$$

Решаем уравнение, полагая  $M_{Rd} = M_{Ed}$ .

Опуская промежуточные выкладки, приведем результат:

$$A_s = 993 \text{ мм}^2$$

Принимаем арматуру 3Ø22 с  $A_s = 1140 \text{ мм}^2$ .

3.7. Проверяем ограничение, указанное в формуле (6.23) СП РК EN 1996:

$$z = d \times (1 - (A_s \times f_{yd}) / (2 \times b \times d \times f_d)) \leq 0,95 \times d$$

Подставляя значения, получим

$$z = 315 \times (1 - (1140 \times 347) / (2 \times 1000 \times 315 \times 5,23)) = \\ = 277 \text{ мм} < 0,95 \times 315 = 299 \text{ мм,}$$

то есть ограничение выполнено.

3.8. Проверяем ограничение, указанное в формуле (6.28) СП РК EN 1996:

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

Подставляя значения, получим

$$M_{Rd} = A_s \times f_{yd} \times z = 1140 \times 347 \times 277 \times 10^{-6} = 109,5 \text{ кНм/м,}$$

что не превышает

$$f_d \times b_{ef} \times t_f \times (d - 0,5 \times t_f) = 5,23 \times 1000 \times 157 \times (315 - 0,5 \times 157) \times 10^{-6} = 194,2 \text{ кНм/м,}$$

то есть ограничение выполнено.

## 4. Расчет на действие поперечной силы.

Выполним расчет среднего «ребра», условно считая его балкой с тавровым сечением.

Примечание. Расчет крайних «ребер» аналогичен.

Тогда расчет будем производить, исходя из условия прочности (6.38) СП РК EN 1996

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1}$$

Причем, на «балку» действует расчетная поперечная сила (см. п. 2.1 настоящего примера)

$$V_{Ed} = 72,0 \text{ кН/м} \times 1,0 \text{ м} = 72,0 \text{ кН}$$

4.1. Сначала выполним расчет без учета поперечной арматуры и без учета способов повышения несущей способности, изложенных в приложении J к СП РК EN 1996.

4.1.1. Характеристическую прочность при срезе (сдвиге) каменной кладки, выполненной на обычном растворе, при условии соблюдения требований 3.6.2(3) СП РК EN 1996, определяем по формуле (3.5) СП РК EN 1996 с учетом ограничения, регламентированного пунктом НП.2.5 Национального приложения к СП РК EN 1996

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \times \sigma_d \leq 0,065 \times f_b$$

где

$f_{vko} = 0,3 \text{ Н/мм}^2$  – начальная характеристическая прочность при срезе (сдвиге) каменной кладки (при отсутствии сжимающей нагрузки), назначенная с учетом НП.2.7 Национального Приложения к СП РК EN 1996 и данных, приведенных в таблице 3.4 СП РК EN 1996;

$\sigma_d = 0,065 \text{ Н/мм}^2$  – расчетное напряжение сжатия, перпендикулярное усилию среза (сдвига); см. п. 3.5 настоящего примера;

$f_b = 27,7 \text{ Н/мм}^2$  – приведенная (нормализованная) прочность камня при сжатии; см. п. 3.2 настоящего примера;

Подставляя значения, получаем характеристическую прочность

$$f_{vk} = 0,3 + 0,4 \times 0,065 = 0,326 \text{ Н/мм}^2$$

Проверяем ограничение

$$0,065 \times 27,7 = 1,8 \text{ Н/мм}^2$$

Это больше, чем  $0,326 \text{ Н/мм}^2$ , то есть ограничение соблюдено.

Окончательно принимаем  $f_{vk} = 0,326 \text{ Н/мм}^2$ .

4.1.2. Расчетную прочность при срезе (сдвиге) каменной кладки  $f_{vd}$  определяем согласно описанию, приведенному в 6.7.3(1) СП РК EN 1996

как меньшее из значений, полученных для кладки и для бетонного заполнения «карманов»:

– для кладки (см. п. 4.1.1 настоящего примера)

$$f_{vk} / \gamma_M = 0,326 / 1,7 = 0,191 \text{ Н/мм}^2$$

– для бетонного заполнения (см. 3.3.3(2) СП РК EN 1996):

а) характеристическую прочность при срезе (сдвиге) получаем по таблице 3.2 пункта 3.3.3(2) СП РК EN 1996 для класса бетона C20/25 (см.



исходные данные)

$$f_{cvk} = 0,39 \text{ Н/мм}^2$$

б) коэффициенты  $a_{cc} = 0,9$  и  $\gamma_C = 1,5$  принимаем по СП РК EN 1992 с учетом Национального приложения к этому документу.

Итак, получаем для бетонного заполнения

$$f_{cvk} \times a_{cc} / \gamma_C = 0,39 \times 0,9 / 1,5 = 0,234 \text{ Н/мм}^2$$

Окончательно принимаем  $f_{vd} = 0,191 \text{ Н/мм}^2$ .

4.1.3. Расчетное значение сопротивления стены сдвигу (срезу) определяем по формуле (6. 39) СП РК EN 1996

$$V_{RdI} = f_{vd} \times b \times d = 0,191 \times 1000 \times 315 = 60165 \text{ Н} = 60,1 \text{ кН}$$

Это меньше, чем расчетная поперечная сила, равная **72,0** кН (см. выше), то есть

$$V_{Ed} = 72,0 \text{ кН} > V_{RdI} = 60,1 \text{ кН}$$

и, следовательно, условие прочности (6.38) СП РК EN 1996 не соблюдается.

4.2. По-прежнему не принимая в расчет поперечную арматуру, учтем в расчете благоприятные факторы, повышающие расчетную прочность каменной кладки при срезе (сдвиге) в соответствии с положениями приложения J к СП РК EN 1996 (ссылку на это приложение см. в примечании к 6.7.3 (1)).

4.2.1. Вычислим  $f_{vd}$  по формуле (J.1), учитывающей работу продольного армирования, расположенного в «карманах» кладки:

$$f_{vd} = (0,35 + 17,5 \times \rho) / \gamma_M$$

где

$\rho$  определяется по формуле (J.2)

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1140 / (1000 \times 315) = 0,0036$$

в которой  $A_s = 1140 \text{ мм}^2$  см. п. 3.6 настоящего примера.

Подставив значения, получим

$$f_{vd} = (0,35 + 17,5 \times 0,0036) / 1,7 = 0,242 \text{ Н/мм}^2$$

Проверим ограничение, указанное в описании формулы (J.1):

$$f_{vd} \leq 0,7 / \gamma_M$$

$$f_{vd} = 0,242 \text{ Н/мм}^2 < 0,7 / 1,7 = 0,411 \text{ Н/мм}^2$$

то есть ограничение соблюдается.

- 4.2.2. Принимая во внимание, что на случай данного примера распространяется действие пункта (2) приложения J, учтем также повышающий коэффициент  $\chi$ , вычисляемый по формуле (J.3) СП РК EN 1996:

$$\chi = (2,5 - 0,25 \times (a_v / d))$$

где

$a_v$  определяется по описанию к формуле (J.3) следующим образом:

$$a_v = M_{Ed} / V_{Ed} = 97,2 \text{ кНм} / 72,0 \text{ кН} = 1,35 \text{ м} = 1350 \text{ мм.}$$

Примечание. Здесь момент  $M_{Ed}$  принят действующим на «балку», то есть

$$M_{Ed} = 97,2 \text{ кНм/м} \times 1,0 \text{ м} = 97,2 \text{ кНм.}$$

Тогда

$$\chi = (2,5 - 0,25 \times (1350 / 315)) = 1,42$$

Следовательно,

$$f_{vd} = 0,242 \times 1,42 = 0,34 \text{ Н/мм}^2$$

Проверим ограничение, указанное в описании формулы (J.3):

$$f_{vd} \leq 1,75 / \gamma_M$$

$$f_{vd} = 0,34 \text{ Н/мм}^2 < 1,75 / 1,7 = 1,029 \text{ Н/мм}^2$$

то есть ограничение соблюдается.

- 4.2.3. Вычислим расчетное значение сопротивления стены сдвигу (срезу) для нового значения  $f_{vd}$

$$V_{Rd1} = f_{vd} \times b \times d = 0,34 \times 1000 \times 315 = 107100 \text{ Н} = 107,1 \text{ кН}$$

Это больше, чем расчетная поперечная сила, равная 72,0 кН (см. выше), то есть

$$V_{Ed} = 72,0 \text{ кН} < V_{Rd1} = 107,1 \text{ кН}$$

и, следовательно, условие прочности (6.38) СП РК EN 1996 соблюдается.

- 4.3. Выполним расчет более традиционным способом, принимая во внимание поперечную арматуру без учета благоприятных факторов, повышающих расчетную прочность каменной кладки при срезе (сдвиге).

Расчет будем производить, исходя из условия прочности (6.41) СП РК EN 1996

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2}$$

- 4.3.1. Расчетное значение  $V_{Rd1}$  принимаем согласно вычислениям, приведенным в п. 4.1.3 настоящего примера:

$$V_{Rd1} = 60,1 \text{ кН}$$

- 4.3.2. Расчетное значение  $V_{Rd2}$ , вычислим в соответствии с 6.7.3(3) СП РК EN 1996 по формуле (6.42) СП РК EN 1996:

$$V_{Rd2} = 0,9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{vd} \times (1 + \operatorname{ctg}(\alpha)) \times \sin(\alpha)$$

где

$A_{sw} = 57 \text{ мм}^2$  – площадь сечения поперечной арматуры (2Ø6, см. исходные данные);

$s = 143 \text{ мм}$  – шаг установки поперечной арматуры (в каждом шве);

$\alpha = 90^\circ$  – угол между осью поперечной арматуры и осью балки;

$f_{vd} = 175 \text{ Н/мм}^2$  – расчетная прочность стали поперечной арматуры (см. исходные данные);

Подставляя значения, получим:

$$V_{Rd2} = 0,9 \times 315 \times (57 / 143) \times 175 \times (1 + 0) \times 1 = 19775 \text{ Н} = 19,7 \text{ кН}.$$

- 4.3.3. Проверяем условие прочности (6.41) СП РК EN 1996

$$V_{Ed} = 72,0 \text{ кН} < 60,1 \text{ кН} + 19,7 \text{ кН} = 79,8 \text{ кН}.$$

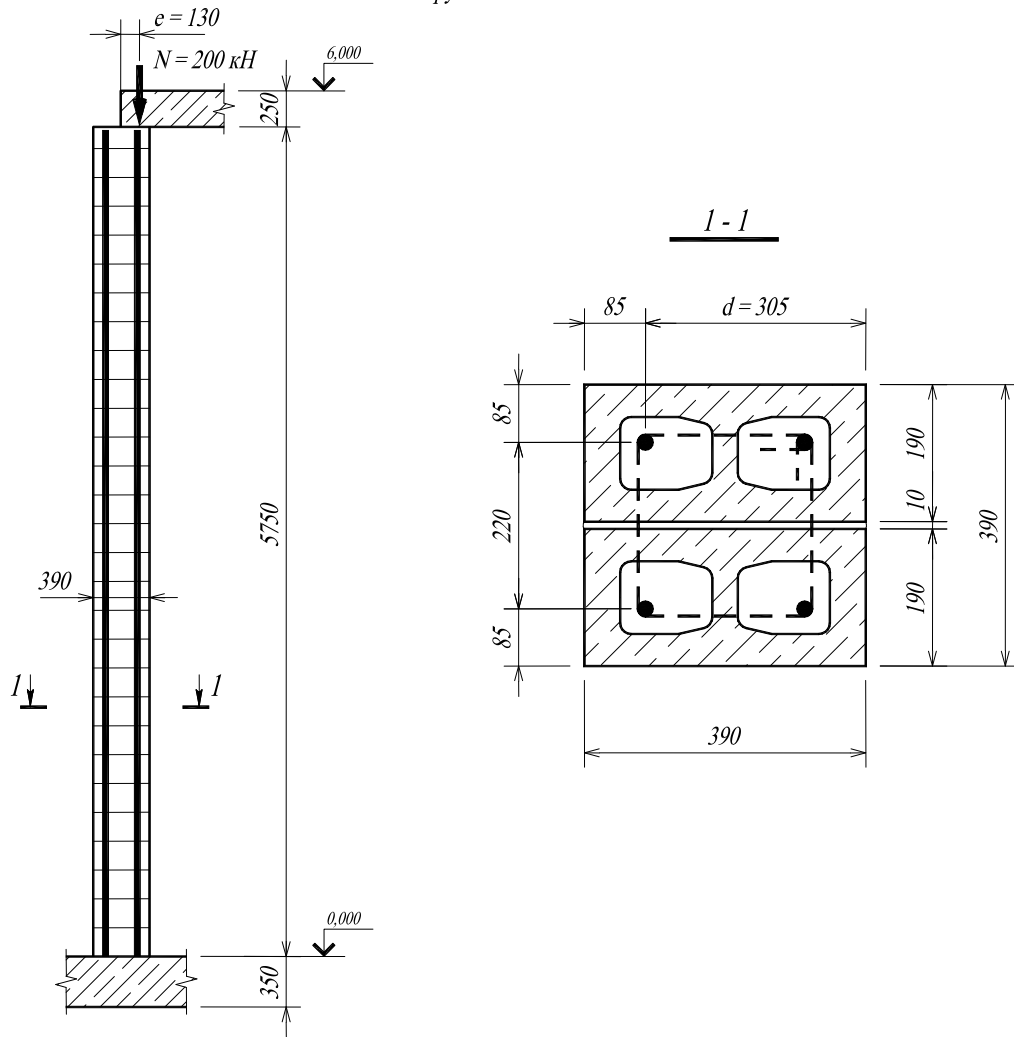
Следовательно, условие прочности соблюдается.

5. Далее следует выполнить расстановку арматуры, выполнив все конструктивные требования, а также произвести, при необходимости, расчеты других типов.

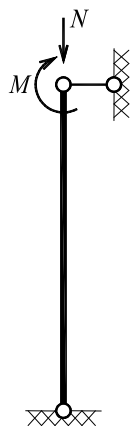
#### ПРИМЕР 5.2 Расчет стойки (сжатие с изгибом)

##### Исходные данные

## Конструктивная схема



## Расчетная схема



## Эпюры

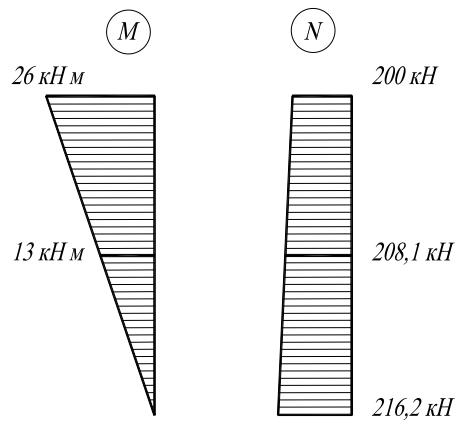


Рис.5.2.1

Стойка из пустотных бетонных камней предусмотрена высотой  $h_c = 5,75$  м (в здании с высотой этажа 6,0 м).

Предполагается использовать бетонные камни Группы 2 с вертикальными пустотами, имеющими площадь сечения 40% от общей площади сечения камня.

Размеры камней  $390 \times 190 \times 190(h)$  мм.

Аттестация соответствия (показатель качества) камней – категория I.

Приведенная (нормализованная) прочность камня при сжатии  $f_b$  составляет 9,5 Н/мм<sup>2</sup>.

Применяется обычный (предписанный по рецептуре) раствор М10.

Класс (уровень) контроля при производстве кладки – класс 1.

Расчетное значение удельного веса кладки 18,5 кН/м<sup>3</sup>.

Пустоты в каменной кладке (в камнях) заполняются бетоном С20/25.

Армирование пустот кладки выполняется продольными стержнями диаметром 16 мм из арматурной стали с расчетной прочностью 347 Н/мм<sup>2</sup> и площадью поперечного сечения каждого стержня 201 мм<sup>2</sup>.

Расчетная нагрузка приложена так, как показано на рис. 5.2.1

Требуется проверить достаточность продольного армирования стойки.

### Решение

1. Примем расчетные предпосылки, касающиеся материалов рассчитываемой конструкции.

1.1. Определим прочность материала бетонного блока, основываясь на приведенной (нормализованной) прочности камня при сжатии и показателе пустотности:

$$9,5 / 60 \times 100 = 15,8 \text{ Н/мм}^2$$

1.2. Найдем характеристическую прочность бетонного заполнения при сжатии (см. таблицу 3.2 пункта 3.3.3(2) СП РК EN 1996). Для класса бетона С20/25 (см. исходные данные) имеем

$$f_{ck} = 20 \text{ Н/мм}^2$$

1.3. Отмечаем, что характеристическое значение прочности материала блока (здесь не определялось) меньше 15,8 Н/мм<sup>2</sup>, так как это значение должно вычисляться путем деления приведенной (нормализованной) прочности камня при сжатии на частный коэффициент по материалу камня. На основании этого делаем вывод, что прочность бетонного заполнения (с характеристической прочностью 20 Н/мм<sup>2</sup>) в любом случае превышает прочность камня ( $20 > 15,8 / \gamma_m$ ).

Поэтому в дальнейшем, основываясь на положении 6.6.1(4) СП РК EN 1996, примем для расчета условную кладку, выполненную из сплошных блоков (группа 1) и имеющую приведенную (нормализованную) прочность камня при сжатии, равную

$$f_b = 15,8 \text{ Н/мм}^2$$

1.4. Тогда, характеристическую прочность кладки при сжатии, согласно указаниям пункта НП.2.4 Национального Приложения к СП РК EN 1996, определяем по методу (ii) пункта 3.6.1.2 (1) СП РК EN 1996, в рассматриваемом случае (см. исходные данные и пункт 3.6.1.2 (2) СП РК EN 1996) – по формуле (3.2) СП РК EN 1996.

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3},$$

где

$K = 0,55$  (константа по таблице 3.3 СП РК EN 1996 с учетом требований, приведенных в описании константы);

$f_b = 15,8 \text{ Н/мм}^2$  (см. выше);

$f_m = 10 \text{ Н/мм}^2$  – прочность кладочного раствора М10 на сжатие.

Подставляя значения, получаем

$$f_k = 0,55 \times 15,8^{0,7} \times 10^{0,3} = 7,5 \text{ Н/мм}^2$$

1.5. Расчетную прочность каменной кладки при сжатии определяем, принимая частный коэффициент по материалу  $\gamma_M = 1,7$  согласно значениям, приведенным в таблице 7.1 настоящего Пособия.

Примечание. Отметим, что до разработки частных коэффициентов для Национального Приложения Республики Казахстан в Пособии (и, соответственно, в настоящем примере) временно приняты значения, рекомендованные в пункте 2.4.3(1)Р СП РК EN 1996.

$$f_d = f_k / \gamma_M = 7,5 / 1,7 = 4,4 \text{ Н/мм}^2$$

2. Определим расчетные случаи и выполним соответствующие проверки.

2.1. Определяем расчетный случай по формуле (6.26) СП РК EN 1996

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

для чего находим расчетное напряжение сжатия

$$\sigma_d = (18,5 \times 0,39 \times 0,39 \times 5,75 + 200) / (0,39 \times 0,39) = 1421 \text{ кН/м}^2 = 1,42 \text{ Н/мм}^2$$

и значение критерия

$$0,3 \times f_d = 0,3 \times 4,4 = 1,32 \text{ Н/мм}^2.$$

Таким образом,

$$1,42 > 1,32$$

Следовательно, согласно 6.6.2(8) СП РК EN 1996, стойку не допускается рассчитывать как изгибаемую.

Однако, принимая во внимание малую разницу между величинами, определяющими расчетный случай, учтем все же тот факт, что поведение стойки в данном примере близко к работе изгибаемого элемента, и поэтому выполним проверку требований п. 5.5.2.5 СП РК EN 1996, касающихся ограничения пролета армированных изгибаемых элементов.

2.1.1. Выполним проверку требования п. 5.5.2.5(1) СП РК EN 1996, для чего определим соотношение между эффективным пролетом  $l_{ef}$  и полезной (рабочей) высотой сечения  $d$ .

$$l_{ef} / d = (5750 + 250 / 2 + 250 / 2) / 305 = 19,7$$

Полученная величина меньше предельно допустимого значения, приведенного в таблице 5.2 СП РК EN 1996 и равного 35, то есть ограничение п. 5.5.2.5(1) СП РК EN 1996 соблюдено ( $19,7 < 35$ ).

Примечание. В данном случае требование выполняется даже в случае, если стойку рассматривать как изгибаемую балку ( $19,7 < 20$ ).

2.1.2. Выполним проверку требования п. 5.5.2.5(2) СП РК EN 1996, согласно которому расстояние в чистоте между горизонтальными опорами  $l_r$  не должно превышать меньшего из значений, указанных в формулах (5.13) и (5.14) СП РК EN 1996, то есть:

$$l_r \leq 60 \times b_c$$

$$l_r \leq (250 \times b_c^2) / d$$

где  $d$  – полезная (рабочая) высота сечения,

$b_c$  – ширина сжатой грани стойки в средней ее части.

Подставив значения, получим

$$5750 < 60 \times 390 = 23400 \text{ мм}$$

$$5750 < (250 \times 390^2) / 305 = 124672 \text{ мм}$$

Очевидно, что требование п. 5.5.2.5(2) СП РК EN 1996 выполняется.

2.2. Проверим расчетный случай согласно правилу 6.6.2(7), для чего найдем гибкость стойки в соответствии с 5.5.1.4.

2.2.1. Эффективная высота стойки (согласно 5.5.1.2 СП РК EN 1996)

$$h_{ef} = \rho_n \times h = 1,0 \times 5750 = 5750 \text{ мм}$$

где

$\rho_n = \rho_2 = 1,0$  – понижающий коэффициент согласно 5.5.1.2 (11) СП РК EN 1996, случай (i), формула (5.4) при величине эксцентриситета  $130 \text{ мм} > 0,25 t = 97,5 \text{ мм}$ .

2.2.2. Эффективная толщина стойки (согласно 5.5.1.3(1) СП РК EN 1996)

$$t_{ef} = t = 390 \text{ мм}$$

2.2.3. Гибкость стойки по 5.5.1.4(1) СП РК EN 1996 определяем с учетом ограничения 5.5.1.4(2) СП РК EN 1996

$$h_{ef} / t_{ef} = 5750 / 390 = 14,7 < 27$$

Ограничение выполняется.

2.2.4. Согласно правилу 6.6.2(7) СП РК EN 1996, при  $h_{ef} / t_{ef} = 14,7 > 12$ , рассматриваемая стойка может быть рассчитана, используя принципы и правила для неармированных элементов, приведенные в подразделе 6.1 СП РК EN 1996. При этом следует принять во внимание эффекты второго порядка путем учета дополнительного момента  $M_{ad}$ , вычисляемого по формуле (6.25) СП РК EN 1996:

$$M_{ad} = N_{Ed} \times h_{ef}^2 / (2000 \times t) =$$

$$= 200 \times 5,75^2 / (2000 \times 0,39) = 8,48 \text{ кНм},$$

где  $N_{Ed} = N_{Id} = 200 \text{ кН}$  – продольная сила, действующая в уровне верха стойки.

3. Проверим несущую способность стойки согласно правилу 6.6.2(7) СП РК EN 1996.

3.1. Определим расчетный эксцентриситет приложения нагрузки на уровне верха ( $i=1$ ) стойки по формуле (6.5) СП РК EN 1996

$$e_1 = (M_{1d} / N_{1d}) + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t$$

где

$M_{1d} / N_{1d} = 26,0 / 200 = 0,13$  м = 130 мм (см. эпюры на рис. 5.2.1);

$e_{he} = 0$  – эксцентриситет на уровне верха стойки вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок;

$e_{init} = h_{ef} / 450 = 5750 / 450 = 12,8$  мм – случайный эксцентриситет согласно 5.5.1.1(4) СП РК EN 1996;

Подставляя значения, получаем

$$e_1 = 130 + 0 + 12,8 = 142,8 \text{ мм, что больше, чем } 0,05t = 0,05 \times 150 = 19,5 \text{ мм.}$$

Следовательно, в расчете необходимо принять  $e_1 = 142,8$  мм.

3.2. По формуле (6.4) СП РК EN 1996 находим понижающий коэффициент на уровне верха стойки

$$\Phi_1 = 1 - 2 \times (e_1 / t) = 1 - 2 \times (142,8 / 390) = 0,26$$

3.3. Определим расчетный эксцентриситет приложения нагрузки на уровне низа ( $i=2$ ) стойки по формуле (6.5) СП РК EN 1996

$$e_2 = (M_{2d} / N_{2d}) + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t$$

где

$M_{2d} / N_{2d} = 0 / 216,2 = 0$  (см. эпюры на рис. 5.2.1);

$e_{he} = 0$  – эксцентриситет на уровне низа стойки вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок;

$e_{init} = h_{ef} / 450 = 5750 / 450 = 12,8$  мм – случайный эксцентриситет согласно 5.5.1.1(4) СП РК EN 1996;

Подставляя значения, получаем

$$e_2 = 0 + 0 + 12,8 = 12,8 \text{ мм, что меньше, чем } 0,05t = 0,05 \times 390 = 19,5 \text{ мм.}$$

Следовательно, в расчете необходимо принять  $e_2 = 19,5$  мм.

3.4. По формуле (6.4) СП РК EN 1996 находим понижающий коэффициент на уровне низа стойки

$$\Phi_2 = 1 - 2 \times (e_2 / t) = 1 - 2 \times (19,5 / 390) = 0,9$$

3.5. Эксцентриситет приложения нагрузки в середине высоты стойки определяем по формуле (6.6) СП РК EN 1996

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

для вычислений по которой

3.5.1. по формуле (6.7) СП РК EN 1996 находим эксцентриситет от нагрузок

$$e_m = (M_{md} / N_{md}) + e_{hm} + e_{init}$$

где



$M_{md} = M_{Id} / 2 + M_{ad} = 13,0 + 8,48 = 21,5$  кНм – расчетное значение изгибающего момента в середине высоты стойки.

$$N_{md} = N_{Id} + (18,5 \times 0,39 \times 0,39 \times 5,75) / 2 = 200,0 + 8,1 = 208,1 \text{ кН}$$

Следовательно,  $M_{md} / N_{md} = 21,5 / 208,1 = 0,104$  м = **104** мм;

$e_{hm} = 0$  мм – эксцентриситет в среднем сечении по высоте стойки от горизонтальных нагрузок ;

$e_{init} = h_{ef} / 450 = 5750 / 450 = 12,8$  мм – случайный эксцентриситет, принимаемый со знаком, увеличивающим абсолютное значение  $e_m$ .

Подставляя значения, получаем

$$e_m = 104 + 0 + 12,8 = 116,8 \text{ мм}$$

3.5.2. проверим условие, указанное в пункте 6.1.2.2(2) СН РК 1996:

$$h_{ef} / t_{ef} < \lambda_c$$

При этом значение параметра  $\lambda_c$  следует принять равным 15 согласно пункту НП.2.14 Национального Приложения к СП РК EN 1996. Тогда имеем

$$h_{ef} / t_{ef} = 5750 / 390 = 14,7 < \lambda_c = 15$$

то есть допускается не учитывать эксцентриситет вследствие ползучести:

$$e_k = 0 \text{ мм}$$

Таким образом, эксцентриситет приложения нагрузки в середине высоты стойки

$$e_{mk} = e_m + e_k = 116,8 + 0 = 116,8 \text{ мм},$$

что больше, чем  $0,05t = 0,05 \times 390 = 19,5$  мм.

Следовательно, в расчете необходимо принять  $e_{mk} = 116,8$  мм.

3.6. Находим понижающий коэффициент для уровня середины высоты стойки  $\Phi_m$ . Для этого воспользуемся примечанием к пункту 6.1.2.2 (1)(ii), согласно которому коэффициент  $\Phi_m$  может быть определен по приложению G к СП РК EN 1996.

Определим  $\Phi_m$  по графикам, приведенным на рисунке G.1 приложения G к СП РК EN 1996, учитывая, что кратковременный модуль упругости  $E$  неармированной каменной кладки, согласно положениям 3.7.2(2) СП РК EN 1996 и НП.2.9 Национального Приложения к СП РК EN 1996, должен определяться по формуле

$$E = 1000f_k ,$$

При  $e_{mk} / t = 116,8 / 390 = 0,30$  и  $h_{ef} / t_{ef} = 14,7$  получаем (см. рис. 5.2.2)

$$\Phi_m = 0,23$$

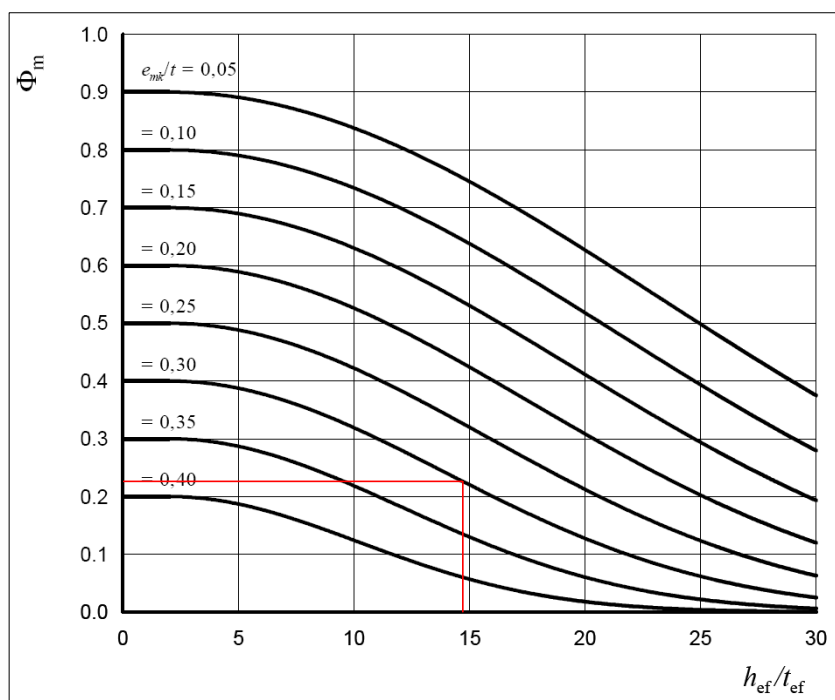


Рис.5.2.2

3.7. Следовательно, расчетными являются сечения:

- в уровне верха стойки:  $M_{Id} = 26,0$  кНм,  $N_{Id} = 200$  кН,  $\Phi_I = 0,26$ ;
- в уровне середины стойки:  $M_{md} = 21,5$  кНм,  $N_{md} = 208,1$  кН,  $\Phi_m = 0,23$ .

4. Вычисляем расчетное значение сопротивления сечения стойки по формуле (6.2) СП РК EN 1996 с учетом «длины стены», равной  $b$ .

$$N_{Rd} = \Phi \times t \times b \times f_d$$

– в уровне верха стойки:

$$N_{Rd} = 0,26 \times 390 \times 390 \times 4,4 = 174002 \text{ Н} = 174 \text{ кН} < N_{Ed} = 200 \text{ кН/м};$$

– в уровне середины стойки:

$$N_{Rd} = 0,23 \times 390 \times 390 \times 4,4 = 153925 \text{ Н} = 153,9 \text{ кН} < N_{Ed} = 208,1 \text{ кН/м}$$

В обоих случаях **условие прочности не соблюдается.**

5. Произведем проверку несущей способности стойки с учетом продольного армирования, исходя из Принципов и Правил, приведенных в подразделах 6.6.1 и 6.6.2.

При этом:

– учетом несовершенства конструкции в виде случайного эксцентриситета приложения нагрузки,

– не будем учитывать сжатую арматуру, создавая таким способом некоторый запас прочности сечения при сжатии, что особенно важно для обеспечения пластической работы конструкции в предельном состоянии (см. рис. 6.4 СП РК EN 1996).

5.1. Определим расчетные воздействия с учетом случайного эксцентриситета  $e_{init} = 12,8$  мм (см. выше):

– в уровне верха стойки:  $N_{Id} = 200$  кН,  $M_{Id} = 26,0 + 200 \times 0,0128 = 28,6$  кНм;

– в уровне середины стойки:  $N_{md} = 208,1$  кН,  $M_{md} = 21,5 + 208,1 \times 0,0128 = 24,2$  кНм.

5.2. Составим схему распределения усилий в сечении стойки в соответствии с изложенными выше предпосылками.

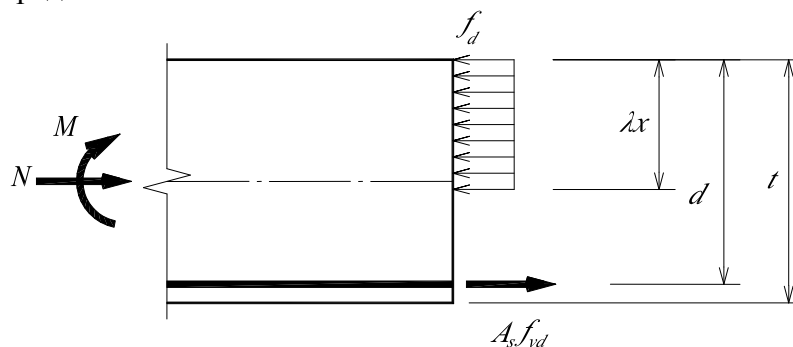


Рис. 5.2.3

5.3. Из условия равенства значений расчетной продольной силы и суммы проекций внутренних сил (в арматуре и сжатой зоне кладки) на продольную ось стойки (см. рис. 5.2.3) получим:

– в уровне верха стойки:  $N_{Id} = f_d \times b \times (\lambda x)_I - A_s \times f_{yd}$ ,  
откуда

$$\begin{aligned} (\lambda x)_I &= (N_{Id} + A_s \times f_{yd}) / (f_d \times b) = \\ &= (200000 + 402 \times 347) / (4,4 \times 390) = 198 \text{ мм} \end{aligned}$$

– в уровне середины стойки:  $N_{md} = f_d \times b \times (\lambda x)_m - A_s \times f_{yd}$ , откуда

$$\begin{aligned} (\lambda x)_m &= (N_{md} + A_s \times f_{yd}) / (f_d \times b) = \\ &= (208100 + 402 \times 347) / (4,4 \times 390) = 202 \text{ мм} \end{aligned}$$

5.4. Расчетное значение сопротивления сечения  $M_{Rd}$  находим, исходя из суммы моментов внутренних сил, взятых относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку, принадлежащую оси симметрии сечения:

– в уровне верха стойки:

$$\begin{aligned} M_{IRd} &= A_s \times f_{yd} \times (d - t/2) + f_d \times b \times (\lambda x)_I \times (t/2 - (\lambda x)_I/2) = \\ &= (402 \times 347 \times (305 - 390/2) + 4,4 \times 390 \times 198 \times (390/2 - 198/2)) \times 10^{-6} = \\ &= 47,9 \text{ кНм} > M_{Id} = 28,6 \text{ кНм} \end{aligned}$$

то есть условие прочности соблюдается.

– в уровне середины стойки:

$$\begin{aligned} M_{mRd} &= A_s \times f_{yd} \times (d - t/2) + f_d \times b \times (\lambda x)_m \times (t/2 - (\lambda x)_m/2) = \\ &= (402 \times 347 \times (305 - 390/2) + 4,4 \times 390 \times 202 \times (390/2 - 202/2)) \times 10^{-6} = \\ &= 47,9 \text{ кНм} > M_{md} = 24,2 \text{ кНм} \end{aligned}$$

то есть условие прочности соблюдается.

5.5. Проверяем ограничение, указанное в формуле (6.23) СП РК EN 1996:

$$z = d \times (1 - (A_s \times f_{yd}) / (2 \times b \times d \times f_d)) \leq 0,95 \times d$$

Подставляя значения, получим

$$z = 305 \times (1 - (402 \times 347) / (2 \times 390 \times 305 \times 4,4)) = \\ = 264 \text{ мм} < 0,95 \times 305 = 289 \text{ мм},$$

то есть ограничение выполнено.

5.1. Проверяем ограничение, указанное в формуле (6.24а) СП РК EN 1996:

$$M_{Rd} \leq 0,4 \times f_d \times b \times d^2$$

Подставляя значения, получим

$$M_{IRd} = M_{mRd} = 47,9 \text{ кНм} < 0,4 \times 4,4 \times 390 \times 305^2 \times 10^{-6} = 63,8 \text{ кНм}$$

то есть ограничение выполнено.

6. Вывод.

**Продольное армирование, принятое в исходных данных, соответствует требованиям, относящимся к обеспечению несущей способности стойки.**

Примечание. Далее следует выполнить все необходимые проверки конструктивных требований, касающихся расстановки арматуры, а также произвести, при необходимости, расчеты других типов.

*Ресми басылым*

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ  
ҚҰРЫЛЫС, ТҮРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ  
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ  
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

**ҚР НТҚ 06.1-2011  
ТАС КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

*Издание официальное*

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО  
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА  
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ  
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НТП РК 06.1-2011  
ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21  
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная