

**А.И. Бедов
Т.А. Щепетьева**

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ



**Москва 2003
Издательство АСВ**

А.И. Бедов, Т.А. Щепетьева

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
КАМЕННЫХ И
АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Рекомендовано Учебно-методическим объединением РФ по образованию в области строительства в качестве учебного пособия для студентов, обучающихся по специальности 290300 – «Промышленное и гражданское строительство» направления 653500 «Строительство»



Москва - 2003
Издательство АСВ

УДК 624.012.45

Рецензенты: проф. кафедры железобетонных и каменных конструкций МГСУ, к.т.н. *А.К. Фролов*; зав. сектором лаборатории кирпичных, блочных и панельных зданий ЦНИИСК им. Кучеренко, к.т.н. *А.В. Грановский*

Бедов А.И., Щепетьева Т.А.

Проектирование каменных и армокаменных конструкций:
Учебное пособие.– М.: Издательство АСВ, 2003. – 240 с.

ISBN 5-93093-120-8

Учебное пособие составлено в соответствии с программой дисциплины «Каменные и армокаменные конструкции» и отражает вопросы проектирования конструкций зданий, выполненных из каменной кладки, крупных блоков и кирпичных панелей.

В нем рассмотрены механические свойства материалов, применяемых для каменных и армокаменных конструкций; изложены основные положения расчета и конструирования каменных и армокаменных конструкций в соответствии с действующими нормами; отражены особенности проектирования рассматриваемых конструкций, возводимых в зимнее время, а также вопросы технико-экономической оценки конструкций из каменной кладки.

Расчеты наиболее часто встречающихся в практике строительства каменных элементов и конструкций проиллюстрированы на примерах.

Пособие предназначено для студентов строительных специальностей высших и средних специальных учебных заведений, а также может быть полезным инженерно-техническим работникам проектных и строительных организаций.

ISBN 5-93093-120-8

© Издательство АСВ, 2003 г.
© Бедов А.И., Щепетьева Т.А., 2003 г.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	6
1. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ВИДЫ КАМЕННЫХ КЛАДОК	7
1.1. Каменные материалы и изделия для кладки	7
1.2. Растворы для каменных кладок	20
1.3. Бетон и арматура для каменных кладок	26
1.4. Виды каменных кладок	26
1.4.1. Классификация каменных кладок. Требования к перевязке кладки	26
1.4.2. Сплошные кладки	27
1.4.3. Многослойные и пустотелые кладки	32
1.4.4. Стены из кирпичных и керамических панелей	43
2. ФИЗИКО - МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА КАМЕННОЙ КЛАДКИ	49
2.1. Напряженное состояние камня и раствора при центральном сжатии кладки	49
2.2. Четыре стадии работы кладки под нагрузкой при сжатии	51
2.3. Прочность кладки при центральном сжатии и факторы, влияющие на нее	54
2.4. Прочность кладки при местном сжатии (смятии)	57
2.5. Прочность кладки при растяжении	58
2.6. Прочность кладки при срезе	60
2.7. Прочность кладки при изгибе	61
2.8. Деформативность кладки	63
3. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ	65
3.1. Основные положения расчета	65
3.2. Нагрузки и воздействия	65
3.3. Расчетные сопротивления кладки	71
3.4. Модули упругости и деформаций кладки, упругие характеристики кладки, коэффициенты линейного расширения и трения	80
3.5. Учет длительного действия нагрузки. Коэффициенты продольного изгиба	83

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ И ВТОРОЙ ГРУПП	88
4.1. Расчет элементов каменных конструкций по предельным состояниям первой группы	88
4.1.1. Расчет центрально сжатых элементов	88
4.1.2. Расчет внецентренно сжатых элементов	89
4.1.3. Косое внецентренное сжатие	95
4.1.4. Смятие (местное сжатие)	96
4.1.5. Многослойные стены (стены облегченной кладки и стены с облицовками)	101
4.1.6. Изгиб кладки	107
4.1.7. Центральные растянутые элементы	107
4.1.8. Расчет каменных элементов на срез	107
4.2. Расчет элементов каменных конструкций по предельным состояниям второй группы (по образованию и раскрытию трещин и по деформациям)	108
5. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ И ВТОРОЙ ГРУПП. УСИЛЕНИЕ КЛАДКИ ОБОЙМАМИ	112
5.1. Элементы с поперечным сетчатым армированием	112
5.1.1. Материалы и конструирование элементов с сетчатым армированием	112
5.1.2. Центральные сжатые элементы	114
5.1.3. Внецентренно сжатые элементы	116
5.2. Каменные элементы с продольным армированием	116
5.2.1. Материалы и конструирование элементов с продольным армированием	116
5.2.2. Центральные сжатые элементы	119
5.2.3. Внецентренно сжатые элементы	119
5.2.4. Изгибаемые элементы	121
5.2.5. Центральные растянутые элементы	122
5.2.6. Армирование стен	122
5.3. Каменные конструкции, усиленные железобетоном (комплексные конструкции)	124
5.3.1. Материалы и конструирование комплексных конструкций	124
5.3.2. Центральные сжатые элементы	125
5.3.3. Внецентренно сжатые элементы	126
5.3.4. Изгибаемые элементы	128
5.4. Каменные конструкции, усиленные облоймой	129
5.5. Расчет элементов армокаменных конструкций по предельным состояниям второй группы	131

6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ СТЕН ЗДАНИЙ	134
6.1. Классификация стен. Конструктивные схемы каменных зданий	134
6.2. Расчет несущих стен зданий с жесткой конструктивной схемой	139
6.3. Расчет несущих стен зданий с упругой конструктивной схемой	147
6.4. Проектирование стен из крупных блоков	154
7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЧАСТЕЙ ЗДАНИЯ ИЗ КАМЕННОЙ КЛАДКИ	160
7.1. Перемычки	160
7.1.1. Конструктивные указания	160
7.1.2. Расчет перемычек	164
7.2. Висячие стены и поддерживающие их конструкции	166
7.3. Карнизы и парапеты	171
7.4. Фундаменты и стены подвалов	174
7.4.1. Фундаменты	174
7.4.2. Стены подвалов	178
7.5. Деформационные швы	180
7.6. Анкеровка стен и столбов	183
7.7. Опирающие элементы конструкций на кладку	185
8. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В ЗИМНЕЕ ВРЕМЯ	194
9. ТЕХНИКО - ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА СТАДИИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ	199
10. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	205
10.1. Неармированная кладка	205
10.2. Кладка с поперечной сетчатой арматурой	212
10.3. Каменные элементы, усиленные облоймой	215
10.4. Каменные перемычки	219
10.5. Каменный фундамент под столб	221
10.6. Стена подвала	222
10.7. Висячие стены	228
10.8. Опирающие элементы конструкций на кладку	231
ЛИТЕРАТУРА	238

Предисловие

В настоящее время наряду со строительством зданий и сооружений различного назначения с применением несущих сборных и монолитных железобетонных конструкций все более широко применяются каменные и армокаменные конструкции. Этому способствуют как большие запасы природных камней, так и материалов для искусственных камней и наличие развитой промышленности этих строительных материалов.

В настоящем пособии отражены вопросы проектирования каменных и армокаменных конструкций в соответствии с действующими нормативными документами. По объему и содержанию материал пособия соответствует программе курса «Каменные и армокаменные конструкции» для подготовки специалистов по специальности 290300 «Промышленное и гражданское строительство».

В пособии последовательно рассмотрены: виды материалов, применяемых для каменных и армокаменных конструкций, и каменных кладок; физико - механические свойства каменных кладок с отражением основ экспериментальных исследований, принятых при их проектировании; общие положения по расчету рассматриваемых конструкций по методу предельных состояний с приведением расчетных характеристик каменных кладок и действующих на них нагрузок; основы расчета каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп; конструктивные схемы каменных зданий, проектирование каменных стен зданий и частей зданий из каменной кладки; особенности проектирования каменных конструкций, возводимых в зимнее время; основы технико-экономической оценки каменных конструкций на стадии проектирования. Кроме этого, приведены примеры расчетов, отражающие работу каменных и армокаменных элементов и конструкций при различных напряженных состояниях.

Материалы пособия относятся лишь к зданиям или их частям. Не излагаются сведения о сейсмостойкости зданий, проектировании зданий в особых гидрогеологических условиях и конструкций специального назначения (подпорные стены, башни, дымовые трубы и т.п.).

Пособие предназначено для студентов, обучающихся по направлению 653500 «Строительство» всех форм обучения, в том числе для подготовки экстернов, бакалавров и магистров. Оно может быть полезным также молодым проектировщикам, занимающимся проектированием рассматриваемых конструкций.

1. Материалы для каменных и армокаменных конструкций. Виды каменных кладок

Материалами для каменных и армокаменных конструкций являются различные камни и строительный раствор. В настоящем пособии рассматриваются лишь сведения о некоторых свойствах материалов, необходимых при проектировании рассматриваемых конструкций, и не затрагиваются вопросы способов изготовления материалов, требований, предъявляемых к ним, методов испытаний.

1.1. Каменные материалы и изделия для кладки

Номенклатура каменных материалов для каменных и армокаменных конструкций очень разнообразна и включает как искусственные, так и естественные материалы.

Каменные конструкции выполняют из глиняного кирпича, керамических камней, силикатного кирпича, камней и крупных блоков из тяжелых цементных и силикатных бетонов, бетонов на пористых заполнителях, ячеистых бетонов, из камней осадочных и вулканических горных пород (главным образом плотных известняков, известняков-ракушечников и туфов), крупных блоков и панелей, изготовленных на заводах или полигонах из кирпича, керамических или природных камней. На рис. 1.1 приведена общая схема применяемых для кладок каменных материалов.

Кроме того, каменные материалы и изделия можно классифицировать следующим образом:

- для ручной кладки массой до 31 кг;
- крупные блоки;
- стеновые панели;
- фасадные изделия.

Основной характеристикой каменных материалов, применяемых для несущих конструкций, является их прочность, характеризуемая марками. Марки камней означают их временное сопротивление (предел прочности) сжатию (кгс/см^2) и предел прочности при изгибе. Временное сопротивление пустотелых камней определяется по площади брутто. Показатели прочности каменных материалов зависят от размеров и формы испытываемых образцов. Для различных видов каменных материалов размеры и формы образцов, а также методы испытаний регламентированы ГОСТами [7...15]. Для кладки применяют марки камней прочностью от 0,4 до 100 МПа.

К каменным материалам, применяемым для кладки наружных стен и фундаментов, предъявляются также требования по морозостойкости, водостойкости, плотности, проценту пустотности, форме, размерам, внешнему виду (для фасадных поверхностей).

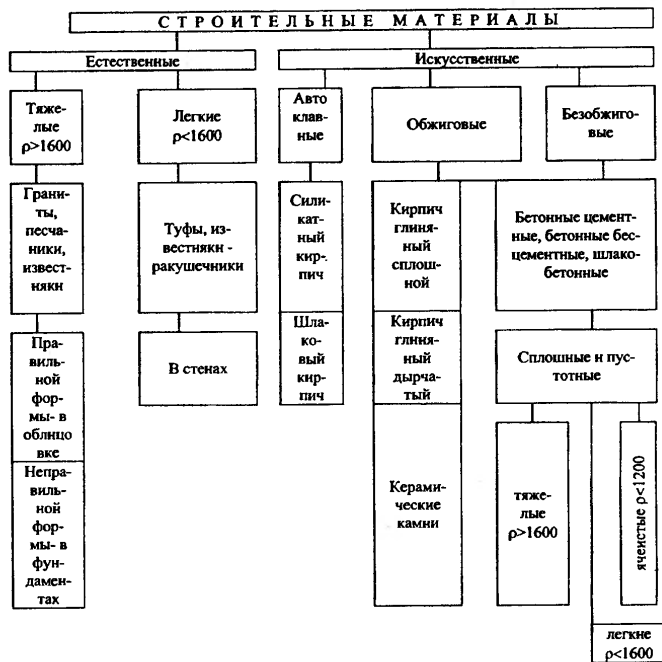


Рис. 1.1

Морозостойкость каменных материалов в значительной степени определяет их долговечность. Кладка, находящаяся под воздействием атмосферных осадков и влаги, поступающей из внутренней (теплой) и наружной (холодной) частей стены, периодически увлажняется. Вода, проникшая в поры и трещины камня, замерзает при определенной температуре и, увеличиваясь в объеме, стремится разорвать стенки пор. Чем больше воды попадает внутрь кладки, тем более значительные внутренние напряжения возникают в материале при замерзании.

Морозостойкость каменных материалов определяется марками F, обозначающими количество циклов замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии, которое эти материалы выдерживают без видимых повреждений (разрушение, расслоение, растрескивание, выкрашивание), а также без снижения прочности при испытании образцов более 25%, проведенных согласно требованиям ГОСТа [17].

Установлены следующие марки каменных материалов по морозостойкости: F10, 15, 25, 35, 50, 75, 100, 150, 200, 300. Для бетонов марки по морозостойкости те же, кроме F10.

Проектные марки по морозостойкости каменных материалов для наружной части стен (на толщину 12 см) и для фундаментов (на всю толщину), возводимых в средних климатических условиях, в зависимости от предполагаемого срока службы конструкций, приведены в табл. 1.1 [1].

Таблица 1.1

Требуемые марки каменных материалов по морозостойкости

Вид конструкций	Значения F при предполагаемом сроке службы конструкций, лет		
	100	50	25
1. Наружные стены или их облицовка в зданиях с влажным режимом помещений:			
а) сухим и нормальным	25	15	15
б) влажным	35	25	15
в) мокрым	50	35	25
2. Фундаменты и подземные части стен:			
а) из кирпича глиняного пластического прессования	35	25	15
б) из природного камня	25	15	15
<i>Примечания:</i> 1. Марки по морозостойкости камней, блоков и панелей, изготовляемых из бетонов всех видов, следует принимать в соответствии с [3]. 2. Марки по морозостойкости, приведенные в поз. 1 для облицовок толщиной менее 35 мм, повышаются на одну ступень, но не выше F50. 3. Марки по морозостойкости каменных материалов, приведенные в поз. 2, применяемых для фундаментов и подземных стен, следует повышать на одну ступень, если уровень грунтовых вод ниже планировочной отметки земли менее чем на 1 м. 4. Проектные марки устанавливаются только для материалов, из которых возводится верхняя часть фундаментов (до половины расчетной глубины промерзания грунта).			

Степень надежности определяется по долговечности каменных конструкций. Установлены три степени надежности конструкций: I- со сроком службы не менее 100 лет; II- то же не менее 50 лет; III- то же не менее 25 лет.

Замкнутые воздушные пустоты являются более эффективной теплоизоляцией, чем плотная масса камня, поэтому для улучшения теплоизоляционных свойств камней, а также снижения их массы и расхода материалов в них устраиваются теплотехнические пустоты. При объеме таких пустот до 15- 20% теплотехнические показатели камня незначительно отличаются от показателей сплошного камня и их условно относят к сплошным. Для улучшения теплоизоляционных свойств в камнях устраивают возможно большее количество узких щелевидных пустот, расположенных перпендикулярно тепловому потоку в стене, или большое количество пустот другой формы, расположенных по всему объему камня. Важным условием для улучшения теплотехнических свойств камней является уменьшение их

плотности. Применение для наружных стен отапливаемых зданий камней малой плотности и камней с эффективными в теплотехническом отношении пустотами во многих случаях позволяет значительно уменьшить толщину стен и, следовательно, достигнуть повышения их экономических характеристик. Однако снижение плотности камней часто уменьшает их прочность, а иногда и морозостойкость.

Морозостойкость каменных материалов взаимосвязана с их водопоглощением, которое не всегда соответствует их пористости. Так, водопоглощение керамического кирпича меньше чем силикатного, хотя его пористость больше. В керамическом кирпиче поры частично спекшиеся и закрытые, а в силикатном кирпиче - открытые в виде выходящих наружу каналов, образующихся при выходе из толщи кирпича пара высокого давления. Шлакобетонные камни и некоторые другие виды бетонных камней обладают значительным водопоглощением: частично погруженные в воду, они всасывают ее всем своим объемом.

К каменным материалам и изделиям, применяемым при ручной кладке, относятся:

1. Кирпич трех видов

керамический (глиняный) одинарный и утолщенный полнотелый пластического прессования с размерами в плане 250x120 (288x138) мм, толщиной 65 и 88 мм [8];

силикатный одинарный и утолщенный (рядовой, лицевой, декоративный) [9];

легковесный - включает самые разнообразные сорта кирпича, объединенные одним общим признаком - малой плотностью ($\rho \leq 1500 \text{ кг/м}^3$); к ним относятся кирпич пористый, трепельный, глино-трепельный, пустотелый, дырчатый, шлаковый и др. (рис. 1.2).

Основные виды кирпича и их характеристики приведены в табл. 1.2.

Таблица 1.2

Виды и характеристики кирпича

Вид кирпича	Плотность (ρ), кг/м^3	Марки
Глиняный обыкновенный пластического прессования	1700-1900	50-300
То же, полусухого прессования	1800-2000	75-200
Силикатный	1800-2000	75-200
Глиняный пустотелый (дырчатый, пористо-дырчатый) пластического прессования	1300-1450	50-150
Глиняный пустотелый полусухого прессования	Не более 1500	75-150
Строительный легковесный (глиняный пористый и трепельный)	700-1450	35-100
Шлаковый	1200-1800	25-75

Следует отметить, что за рубежом марки выпускаемого глиняного кирпича значительно выше. Так, в США (по методам испытаний нашей

страны) средняя марка кирпича - 400, а кирпич марок 125 и менее составляет только 6% объема производства. В Канаде кирпич выпускают марок 125-500, причем 80% объема производства относится к марке 400. В Англии - 50-700; ЧР, Германия, Франция и др. - 150-300.

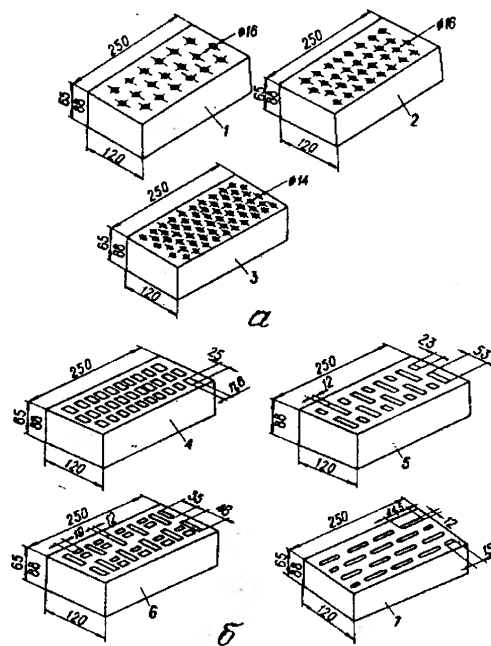


Рис. 1.2. Кирпич глиняный пластического формования с пустотами: а - круглыми; б - щелевидными; 1...7 - тип кирпича

Аналогично обстоит дело и с размерами кирпича. У нас проектировщики вынуждены назначать толщину стен, кратную ширине кирпича со швом (130 мм). За рубежом наравне с кирпичом шириной 120 (115) мм выпускается также кирпич шириной 150, 180 (175) и 200 мм (Швейцария, Германия, Швеция, Финляндия и др.).

Керамический кирпич изготавливают способом полусухого прессования или пластического формования из глинистых и кремнеземистых пород и промышленных отходов и обожженных в печах.

Одинарный и утолщенный кирпич может быть полнотелым (без пустот и с технологическими пустотами, объем которых составляет не более 13%) и пустотелым. Марка кирпича по морозостойкости F15...F50. Условное обозначение керамических кирпичей, указываемое на рабочих чертежах, состоит из названия, вида, марки по прочности и морозостойкости, обозначения стандарта [8], например, К-100/1/15/ГОСТ530-95 - кирпич керамический полнотелый одинарный марки по прочности 100, марки по морозостойкости F15, или КП-У125/25/ГОСТ530-95 - кирпич керамический утолщенный марки по прочности 125, по морозостойкости F25.

Водопоглощение для керамических кирпичей должно быть не менее 8% для полнотелых и не менее 6% - для пустотелых.

Для определения предела прочности при сжатии керамического кирпича испытывают образец, по форме близкий к кубу, изготовленный из двух половинок распиленного на две части кирпича. Кроме определения прочности на сжатие производится определение прочности на растяжение при изгибе. Для этого образец из полного кирпича испытывается как балка, лежащая на двух опорах, с расчетным пролетом 200 мм и загрузением сосредоточенной силой в середине пролета.

Прочностные характеристики кирпича приведены в табл. 1.3 [8].

Сравнивая опытные средние арифметические пределы прочности с нормируемым ГОСТом, по ближайшему меньшему значению определяют марку. При этом пределы прочности отдельных образцов не должны быть меньше определенного минимума, установленного ГОСТом для каждой марки кирпича.

Предел прочности кирпича при растяжении и срезе значительно меньше, чем при сжатии. При центральном растяжении он составляет всего 5...10% предела прочности при центральном сжатии. Модуль упругости E_k керамического кирпича пластического прессования - $9,8 \cdot 10^3 \dots 19,6 \cdot 10^3$ МПа, полусухого прессования - $19,6 \cdot 10^3 \dots 39 \cdot 10^3$ МПа.

Силикатный кирпич изготавливают способом прессования увлажненной смеси из кремнеземистых материалов и извести или других известково-содержащих вяжущих с применением пигментов и без них с последующим твердением под действием насыщенного пара в автоклаве. Кирпич может быть одинарным (толщина 65 мм) и утолщенным (толщина 88 мм), полнотелым и пустотелым [9]. По прочности кирпич изготавливают марок 75, 100, 125, 150, 175, 200, 250, 300, а по морозостойкости - марок F15, F25, F35, F50.

В зависимости от назначения кирпич изготавливают рядовым или лицевым.

Условное обозначение силикатного кирпича аналогично кирпичу керамическому. Например: СОР- 150/15 ГОСТ379-95- кирпич силикатный одинарный рядовой марки по прочности 150, марки по морозостойкости F15, или СУЛ-200/35 ГОСТ 379-95- кирпич силикатный утолщенный лицевой марки по прочности 200, марки по морозостойкости F35.

Таблица 1.3
Предел прочности при сжатии керамических камней и кирпича и изгибе керамического кирпича

Марка изделий	Предел прочности, МПа (кгс/см ²)							
	при сжатии		при изгибе					
	всех видов изделий		полнотелого кирпича пластического формования		кирпича полусухого прессования и пустотелого кирпича		утолщенного кирпича	
средний для 5 образцов	наименьший для отдельного образца	средний для 5 образцов	наименьший для отдельного образца	средний для 5 образцов	наименьший для отдельного образца	средний для 5 образцов	наименьший для отдельного образца	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
300	30,0(300)	25,0(250)	4,4(44)	2,2(22)	3,4(34)	1,7(17)	2,9(29)	1,5(15)
250	25,0(250)	20,0(200)	3,9(39)	2,0(20)	2,9(29)	1,5(15)	2,5(25)	1,3(13)
200	20,0(200)	17,5(175)	3,4(34)	1,7(17)	2,5(25)	1,3(13)	2,3(23)	1,1(11)
175	17,5(175)	15,0(150)	3,1(31)	1,5(15)	2,3(23)	1,1(11)	2,1(21)	1,0(10)
150	15,0(150)	12,5(125)	2,8(28)	1,4(14)	2,1(21)	1,0(10)	1,8(18)	0,9(9)
125	12,5(125)	10,0(100)	2,5(25)	1,2(12)	1,9(19)	0,9(9)	1,6(16)	0,8(8)
100	10,0(100)	7,5(75)	2,2(22)	1,1(11)	1,6(16)	0,8(8)	1,4(14)	0,7(7)
75	7,5(75)	5,0(50)	1,8(18)	0,9(9)	1,4(14)	0,7(7)	1,2(12)	0,6(6)
Для кирпича и камней с горизонтальным расположением пустот								
100	10,0(100)	7,5(75)	-	-	-	-	-	-
75	7,5(75)	5,0(50)	-	-	-	-	-	-
50	5,0(50)	3,5(35)	-	-	-	-	-	-
35	3,5(35)	2,5(25)	-	-	-	-	-	-
25	2,5(25)	1,5(15)	-	-	-	-	-	-

Примечание: Предел прочности при изгибе определяют по фактической площади кирпича без вычета площади пустот.

Как и для керамического кирпича марку силикатного кирпича по прочности устанавливают по значению пределов прочности при сжатии и изгибе, получаемых при испытании аналогичных образцов. Значения прочностных характеристик силикатного кирпича приведены в табл. 1.4 [9].

Модуль упругости силикатного кирпича $9,8 \cdot 10^3 \dots 19,6 \cdot 10^3$ МПа.

Лицевые керамические и силикатные кирпичи изготавливают марки по прочности 75...300 (силикатного - марки не менее 125), а марки по морозостойкости F25...F50 [9,10]. По виду лицевой поверхности они подразделяются:

- с гладкой лицевой поверхностью;
- с рельефной лицевой поверхностью;
- с офактуренной лицевой поверхностью.

Водопоглощение лицевых кирпичей составляет 6-28% в зависимости от применяемых для их изготовления материалов.

Таблица 1.4

Предел прочности при сжатии силикатных камней и кирпича и изгибе силикатного кирпича

Марка изделия	Предел прочности, не менее МПа (кгс/см ²)					
	при сжатии		при изгибе			
	всех видов изделий		одинарного и утолщенного полнотелого кирпича		утолщенного пустотелого кирпича	
	средний для пяти образцов	наименьший из пяти значений	средний для пяти образцов	наименьший из пяти значений	средний для пяти образцов	наименьший из пяти значений
300	30,0(300)	25,0(250)	4,0(40)	2,7(27)	2,4(24)	1,8(18)
250	25,0(250)	20,0(200)	3,5(35)	2,3(23)	2,0(20)	1,6(16)
200	20,0(200)	17,5(175)	3,2(32)	2,1(21)	1,8(18)	1,3(13)
175	17,5(175)	15,0(150)	3,0(30)	2,0(20)	1,6(16)	1,2(12)
150	15,0(150)	12,5(125)	2,7(27)	1,8(18)	1,5(15)	1,1(11)
125	12,5(125)	10,0(100)	2,4(24)	1,6(16)	1,2(12)	0,9(9)
100	10,0(100)	7,5(75)	2,0(20)	1,3(13)	1,0(10)	0,7(7)
75	7,5(75)	5,0(50)	1,6(16)	1,1(11)	0,8(8)	0,5(5)

Примечания: Предел прочности при изгибе определяют по фактической площади изделия без вычета площади пустот.
Марка по прочности лицевого кирпича должна быть не менее 125, лицевых камней- 100.

2. Керамические, силикатные и бетонные камни.

Керамические и силикатные камни изготавливают только пустотелыми с различным количеством пустот в зависимости от используемых материалов и назначения камня [8,9]. Большая пустотность принимается в камнях для несущих элементов и для перекрытий. Объем пустот в этих случаях достигает 60%. Такие камни даже при сравнительно больших размерах имеют малый объемный вес, что позволяет укладывать их вручную. Отдельные виды камней показаны на рис. 1.3, 1.4.

По назначению камни делятся:

- для панелей (виброкирпичных и др.) и кладки несущих и самонесущих стен зданий;
- для панелей и кладки внутренних стен и перегородок, для заполнения каркасов;
- для перекрытий.

Показатели морозостойкости и водопоглощения для керамических и силикатных камней аналогичны показателям для кирпича.

Марка камней по прочности устанавливается по значению предела прочности при сжатии, при этом испытание проводят на образцах из целых камней. Прочностные характеристики керамических и силикатных камней приведены соответственно в табл. 1.3, 1.4.

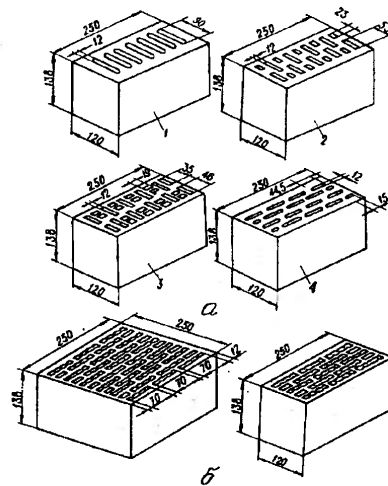


Рис. 1.3. Камни керамические пустотелые: а – одинарный; б – укрупненный (целый или половинка) камень

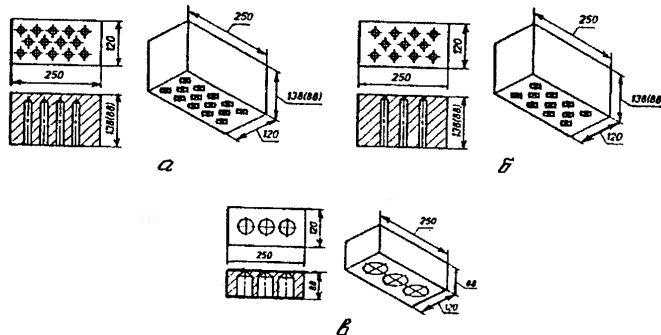


Рис. 1.4. Виды силикатных пустотелых изделий: а – камень 14 пустотный (диаметр отверстий 30 – 32 мм, пустотность 28 – 30%); б – камень 11 пустотный (диаметр отверстий 27 – 32 мм, пустотность 22 – 25%); в – кирпич 3 пустотный (диаметр отверстий 52 мм, пустотность 15%)

Камни бетонные стеновые могут быть полнотелые и пустотелые [14]. Их изготавливают на цементном, известковом, шлаковом или гипсовом вяжущем. Камни подразделяют на целые, продольные половинки и перегородочные, а также на рядовые и лицевые. По назначению бетонные камни подразделяются на камни для вертикальных элементов конструкций (стен, перегородок, фундаментов, столбов) и для перекрытий (в настоящем пособии не рассматриваются). В зависимости от средней плотности и теплопроводности камней они подразделяются на три группы: эффективные- $\rho \leq 1400 \text{ кг/м}^3$; условно эффективные- $\rho = 1401 \dots 1650 \text{ кг/м}^3$; тяжелые- $\rho > 1650 \text{ кг/м}^3$. Средняя плотность пустотелых камней не должна превышать 1650 кг/м^3 , а полнотелых камней- 2200 кг/м^3 .

Размеры камней составляют $390 \times 190 \times 188$; $390 \times 90 \times 188$; $590 \times 90 \times 188$ (перегородочный) мм. Допускается изготовление камней и с размерами $410 \times 200 \times 200$; $288 \times 288 \times 138$ и $288 \times 138 \times 138$ мм. Некоторые виды пустотелых бетонных камней приведены на рис. 1.5.

Прочность бетонных камней определяется их пределом прочности при сжатии, в соответствии с которым они подразделяются на марки М25...М200. Испытания проводятся с образцами из целых камней, при этом результаты испытаний должны быть не меньше значений, приведенных в табл. 1.5 [14].

По морозостойкости камни подразделяются на марки F50...F15. Морозостойкость перегородочных камней и камней на гипсовом вяжущем не регламентируется.

В зависимости от типов, марок, плотности и морозостойкости бетонным камням присваивают условные обозначения. Например, СКЦ-1Л125/1600/25 ГОСТ 6134-84- стеновой бетонный лицевой камень на цементном вяжущем, размером $390 \times 190 \times 188$ мм, марки 125, плотностью 1600 кг/м^3 , морозостойкостью F25 или СКИ-1Р75/1500/15 ГОСТ 6133-84- рядовой камень на известковом вяжущем, размером $390 \times 90 \times 188$ мм, марки 75, плотностью 1500 кг/м^3 , морозостойкостью F15.

Таблица 1.5

Предел прочности бетонных камней при сжатии

Марка камней	Предел прочности при сжатии по сечению (без вычета площади пустот для пустотелых изделий), МПа (кгс/см^2), не менее		Марка камней	Предел прочности при сжатии по сечению (без вычета площади пустот для пустотелых изделий), МПа (кгс/см^2), не менее	
	средний для трех образцов	наименьший для отдельных образцов		средний для трех образцов	наименьший для отдельных образцов
200	20,0(200)	15,0(150)	75	7,5(75)	5,0(50)
150	15,0(150)	12,5(125)	50	5,0(50)	3,5(35)
125	12,5(125)	10,0(100)	35	3,5(35)	2,8(28)
100	10,0(100)	7,5(75)	25	2,5(25)	2,0(20)

Лицевые бетонные камни изготавливают с неокрашенными или окрашенными лицевыми поверхностями с маркой по прочности на сжатие не менее 75, по морозостойкости - не менее 25.

Большое применение для кладки стен находили и находят бетонные камни со шлаковым заполнителем, однако опыт их эксплуатации показывает, что эти камни не всегда оказываются морозостойкими и воздухоустойкими, особенно при применении топливных шлаков бурых углей. Причиной недолговечности бетона на топливных шлаках является наличие в последних несгоревших частиц угля и сернистых соединений, способных к окислению на воздухе, что приводит к самопроизвольному распаду шлаков. Значительное количество угля в шлаке увеличивает также водопоглощение шлака и тем самым снижает морозостойкость бетона. Для обеспечения прочности и долговечности шлакобетонов должно производиться обогащение топливных шлаков с целью освобождения их от несгоревшего угля и других вредных примесей.

Пустотелые бетонные камни изготавливают нескольких типов, однако большими преимуществами как по теплотехническим показателям, так и по прочности кладки имеют камни со щелевидными (несквозными) пустотами (рис. 1.5,а). Трехпустотные камни (рис. 1.5,б), имеющие крупные сквозные пустоты, по теплотехническим расчетам в большинстве случаев требуют засыпки пустот шлаками, что усложняет ведение кладки. Кроме этого в кладках из этих камней пустоты тычкового и ложкового рядов не полностью совпадают, что снижает фактическую площадь опирания смежных по высоте рядов кладки и приводит к неравномерному распределению напряжений, снижая прочность кладки.

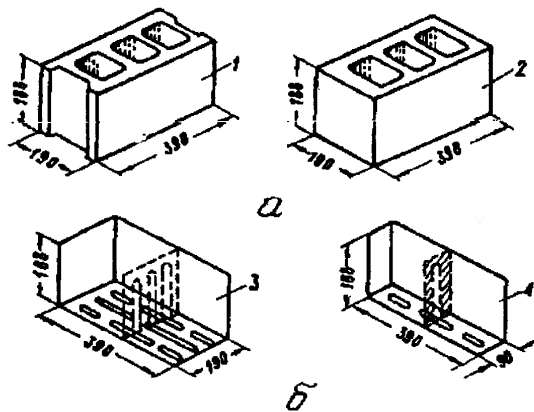


Рис. 1.5. Камни бетонные пустотелые: а – трехпустотные; б – со щелевидными пустотами; 1 – ложковый; 2 – тычковый; 3 – целый; 4 – продольная половинка

3. Крупноразмерные бетонные блоки.

применяемые для кладки стен подвалов, могут быть сплошные (ФБС), сплошные с вырезом для укладки перемычек и пропуска коммуникаций под потолками подвалов и технических подпольев (ФБВ) и пустотные (с открытыми вниз пустотами) (ФБП) [11]. Блоки изготавливают из тяжелого бетона, керамзитобетона и плотного силикатного бетона с плотностью (в высушенном до постоянного веса состоянии) не менее 1800 кг/м³. Сплошные блоки применяют также для фундаментов.

Блоки изготавливают со следующими размерами:

длина (*l*) 880, 1180 и 2380 мм;
ширина (*b*) 300, 400, 500 и 600 мм;
высота (*h*) 290 и 580 мм.

Для изготовления блоков применяют бетоны классов по прочности на сжатие:

тяжелого и легкого В7,5 (3,5)...В12,5 (15);
из плотного силикатного бетона В15 (12,5).

Морозостойкость и водонепроницаемость бетона блоков назначается в проекте в зависимости от режима эксплуатации конструкции и климатических условий района строительства в соответствии с требованиями [3] и СНиП 2.03.02.

Условные обозначения блоков на чертежах следующие: ФБС 24.4.6-Т (Л,С) ГОСТ 13579-78- блок типа ФБС (ФБВ, ФБП) длиной 2380 мм, шириной 400 мм и высотой 580 мм из тяжелого (из легкого, из плотного силикатного) бетона или ФБВ 9.4.6-Л (Т,П) ГОСТ 13579-78- блок типа ФБВ, длиной 880 мм, шириной 400 мм и высотой 580 мм, из легкого (тяжелого, из плотного силикатного) бетона.

4. Фасадные изделия.

применяют для улучшения внешнего вида зданий и повышения долговечности стен. Для облицовки наружных стен кирпичных зданий применяют лицевые кирпичи и камни, перевязанные с их внутренней частью тычковыми рядами. Для кладки поясков, карнизов и других архитектурных деталей могут применяться профильные лицевые кирпичи и камни.

Для облицовки фасадов зданий применяют бетонные и железобетонные плиты, изготавливаемые из тяжелого цементного или силикатного бетона. Для этих же целей используют облицовочные плиты из природного камня, в том числе для уникальных зданий плиты из мрамора, гранита, базальта [20,21].

Для облицовки кирпичных и керамических панелей и крупных блоков применяют ковровые облицовочные материалы в виде керамических или стеклянных плиток, наклеенных лицевой поверхностью на бумажную основу [22,23].

Кроме указанных изделий для облицовки наружных стен из кирпичной кладки и стен из панелей и кирпичных блоков используют штучные керамические плитки, которые могут быть с глазурованной и неглазурованной, гладкой или рельефной лицевой поверхностью.

5. Естественные камни.

В настоящее время естественные каменные материалы применяются для каменных конструкций в меньших объемах, хотя они сохраняются в эксплуатируемых зданиях в крупных населенных пунктах в фундаментах, стенах подвалов, а также применяются во вновь строящихся зданиях в указанных конструкциях и конструкциях наземной части в небольших населенных пунктах и сельской местности. Достаточно широко они применяются в качестве облицовочных изделий [20,21].

По степени и характеру обработки поверхностей естественные (природные) камни, применяемые в строительстве, разделяют на следующие разновидности:

рваный бут - необработанный камень с ломаными гранями, острыми углами, без плоских сторон;

постелистый бут - камень с двумя примерно параллельными естественными плоскостями (постелями);

бутовая плита - постелистый бут, имеющий форму плиты;

бут под скобу - камень с грубо отесанными постелями и грубо околотыми боковыми поверхностями;

тесаные камни: грубой тески- с выступами до 2 см; полустой тески- с выступами до 1 см; чистой тески- с выступами до 0,2 см. Высоту тесаных камней в кладках принимают не менее 12 см.

Масса одного камня не должна превышать 40 кг.

Необработанные и грубообработанные камни плотных пород, как правило, применяют для кладки фундаментов и стен подвалов зданий.

Тесаные камни с фактурами, полученными обработкой (бугристые, рифленые, шлифованные, зеркальные и др.), применяют для облицовок. Изготавливают их из пород средней твердости (мраморов, песчаников, известняков и др.) или твердых пород (гранитов, кварцитов, лабрадоритов и др.). Последние применяются, как правило, при повышенных требованиях к долговечности или архитектурному оформлению здания.

Характеристики отдельных видов каменных материалов из горных пород приведены в табл. 1.6 [2].

Камни легких пород выпиливают с помощью камнерезных машин и используют в виде параллелепипедов для кладки надземных стен. Благодаря пористости они имеют хорошие теплоизоляционные свойства. Однако морозостойкость их относительно низка, в связи с чем применяются они для частей зданий, не подвергающихся интенсивному увлажнению и замораживанию. Обычные размеры пиленых камней 490х240 мм или 390х190 мм при высоте 188 мм.

Таблица 1.6

Плотность и пределы прочности природных камней из горных пород

Вид камня	Плотность, кг/м ³	Предел прочности, МПа		Наиболее распространенные марки камня
		от	до	
Известняк плотный, прочный	2000-2600	15	200	200,300,400,600
Мрамор	2500-2800	100	300	1000
Песчаник	2100-2800	10	200	300,400,500,600,800
Гранит	2500-2800	100	320	1000
Сиенит	2500-2900	150	200	1000
Диабаз	3000	200	400	1000
Базальт	2700-3300	100	400	1000
Вулканические туфы: артикийский (республика Армения)	900-1500	3,5	15	35,75,100
тедзавский (республика Грузия)	1200	9,0	15	50,75,100
Известняки пильные малой прочности: крымский желтый (евпаторийский)	900-1200	0,4	1,5	4,7,10
крымский белый (керченский)	1200-1400	0,7	2,5	7,10,15
одесский	1100-1300	0,7	1,5	7,10,15
молдавский	1400-1600	1,5	5,0	15,25,35
бакинский: пористый	1300-1400	0,7	1,5	7,10,15
более плотный	1500-2000	2,5	15	35,50,75,100,150
Мел	1300-1900	1,5	7,5	15,25,35,50

1.2. Растворы для каменных кладок

Раствор для кладки - это правильно подобранная смесь вяжущего, мелкого заполнителя, воды и специальных добавок (в необходимых случаях) с последующим ее твердением после укладки в дело.

Растворы в каменной кладке предназначены для:

- связывания между собой отдельных камней;
- передачи усилий с одних камней на другие, распределяя их более равномерно по площади камня;
- уменьшения продуваемости и влагопроницаемости кладки.

Растворы для кладки очень разнообразны. Они различаются по виду вяжущего, заполнителей, плотности, назначению и прочности, которая зависит от количества вяжущего и его активности.

По виду вяжущего вещества строительные растворы подразделяются на цементные (на портландцементе или его разновидностях), известковые (на воздушной или гидравлической извести), гипсовые (на основе

гипсовых вяжущих) и смешанные (на цементно-известковом, цементно-глиняном, известково-гипсовом вяжущем). Растворы, приготовленные на одном вяжущем, называют простыми, а на нескольких вяжущих - смешанными (сложными).

Вяжущие делятся на воздушные и гидравлические:

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

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

По виду заполнителя и плотности растворы подразделяются на: тяжелые - на речном или горном песке и тяжелых шлаках с плотностью в сухом состоянии $\rho \geq 1500$ кг/м³; легкие - на песках из легких шлаков или легких естественных каменных пород (пемза, туф, ракушечник и т.д.) с плотностью $\rho < 1500$ кг/м³. Легкие растворы получают также с помощью пенообразующих добавок - поризованные растворы.

По назначению строительные растворы бывают кладочные (для каменной кладки, монтажа стен из крупнопанельных элементов), отделочные (для оштукатуривания помещений, нанесения декоративных слоев на стеновые блоки и панели), специальные, обладающие особыми свойствами (гидроизоляционные, акустические, рентгенозащитные).

Вяжущее выбирают в зависимости от назначения раствора, предъявляемых к нему требований, температурно - влажностного режима твердения и условий эксплуатации зданий и сооружений.

Цементные растворы, широко применяемые как в сухих, так и во влажных условиях, приготавливаются на портландцементе. Для подземных кладок при агрессивных грунтовых водах применяют растворы на пуццолановых цементах.

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

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

Состав строительного раствора обозначают количеством (по массе или объему) материалов на 1 м³ раствора или относительным соотношением (по массе или объему) исходных сухих материалов. При этом расход вяжущего принимают за 1. Для простых растворов, состоящих из вяжущего и не содержащих минеральных добавок, состав обозначают, например 1:4, т.е. на 1 мас. ч. вяжущего приходится 4 мас. ч. песка. Смешанные растворы, состоящие из двух вяжущих или содержащие минеральные добавки, обозначают тремя цифрами, например 1:3:4 (цемент : известь : песок).

Для получения ровного шва в кладке с оптимальной толщиной 8-12 мм раствор должен обладать таким свойством, как удобоукладываемость,

т.е. способность укладываться на основание тонким слоем с заполнением всех его неровностей без специального уплотнения.

Удобоукладываемость растворов смесей обуславливается их подвижностью и водоудерживающей способностью.

Подвижность - способность растворной смеси растекаться под действием собственной массы. Подвижность определяют (в см) глубиной погружения в растворную смесь эталонного конуса массой 300 г с углом вершины 30° и высотой 15 см. Конус погружают в растворную смесь вершиной: чем глубже он погружается, тем большей подвижностью обладает растворная смесь.

Степень подвижности смеси зависит от количества воды затворения, от состава и свойств исходных материалов. Для повышения подвижности растворов смесей в их состав вводят пластифицирующие добавки, а также поверхностно- активные вещества.

Подвижность строительных растворов в зависимости от их назначения и способа укладки должна быть следующей, см:

Кладка стен:

- из кирпича, бетонных камней, камней из легких горных пород 9...13;

- из пустотелого кирпича, керамических камней- 7...8;

Заполнение горизонтальных швов при монтаже стен из бетонных блоков и панелей; расшивка вертикальных и горизонтальных швов- 5...7;

Бутовая кладка- 4...6;

Заполнение пустот в бутровой кладке- 13...15.

Водоудерживающая способность - свойство растворной смеси удерживать воду при укладке ее на пористое основание и не расслаиваться в процессе транспортирования. Водоудерживающая способность зависит от соотношения составных частей растворной смеси. Она повышается при увеличении расхода цемента, замене части цемента известью, введении высокодисперсных добавок (золы, глины и др.), а также некоторых поверхностно - активных веществ.

Прочность затвердевшего раствора зависит от активности вяжущего, водоцементного отношения, длительности и условий твердения (температуры и влажности окружающей среды). При укладке раствора на пористое основание, способное интенсивно отсасывать воду, прочность затвердевшего раствора выше, чем того же раствора, уложенного на плотное основание.

Прочность раствора характеризуется его маркой, которую устанавливают по пределу прочности при сжатии образцов в виде кубиков размером 70,7x70,7x70,7 мм или половинок балочек размером 40x40x160 мм,

полученных после испытания их на изгиб, после 28 суток твердения при 20±2°С. Нормами предусмотрены следующие марки растворов: 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200.

Морозостойкость растворов определяют числом циклов попеременного замораживания и оттаивания до потери 15% первоначальной прочности (или 5% массы). По морозостойкости растворы подразделяют на марки Мрз 10...300.

Выбор марки раствора производится в зависимости от вида и условий работы конструкции, а также от степени долговечности зданий (табл. 1.7, 1.8).

Таблица 1.7

Марки растворов для каменной кладки

Вид раствора	Степень долговечности зданий		
	I	II	III
Подземные конструкции (ниже гидроизоляционного слоя)			
Цементно- известковый при заполнении водой объема пор грунта, %:			
До 50	25	10	10
50...80	50	25	10
Цементно- глиняный при заполнении водой объема пор грунта, %:			
До 50	25	10	10
50...80	50	25	10
Цементный с пластифицирующими добавками при заполнении водой более 80% объема пор грунта	50	25	10
Надземные конструкции			
Цементно- известковый при относительной влажности помещений, %:			
До 60	10	10	4
61...75	25	25	10
Более 75	50	25	10
Цементно- глиняный при относительной влажности помещения, %:			
До 60	10	10	5
61...75	25	25	25
Более 75	50	50	25

Таблица 1.8

Составы растворов по объему с применением вяжущих различных видов

Марка вяжущего	Марка раствора							
	200	150	100	75	50	25	10	4
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Составы цементно-известковых и цементно-глиняных растворов для надземных и подземных конструкций								
А. При относительной влажности воздуха помещений до 60% и для фундаментов в маловлажных грунтах								
500	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,5:5,5	1:0,8:7	-	-	-	-
400	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,5:5,6	1:0,9:8	-	-	-
300	-	1:0,1:2,5	1:0,2:3,5	1:0,3:4	1:0,6:6	1:1,4:10,5	-	-
200	-	-	-	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,8:7	-	-
150	-	-	-	-	-	1:0,3:4	1:1,2:9,5	-
100	-	-	-	-	-	1:0,1:2	1:0,5:5	-
50	-	-	-	-	-	-	1:0,1:2,5	1:0,7:6
25	-	-	-	-	-	-	-	1:0,2:3
Б. При относительной влажности воздуха помещений свыше 60% и для фундаментов во влажных грунтах								
500	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,5:5,5	1:0,8:7	-	-	-	-
400	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,5:5,5	1:0,9:8	-	-	-
300	-	1:0,1:2,5	1:0,2:3,5	1:0,3:4	1:0,6:6	1:1,10,5 1:1,9*	-	-
200	-	-	-	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,8:7	1:1,9 1:0,8:7*	-
150	-	-	-	-	-	1:0,3:4	1:0,5:5	-
100	-	-	-	-	-	1:0,1:2	-	-
Составы цементных растворов для фундаментов и других конструкций, расположенных в насыщенных водой грунтах и ниже уровня грунтовых вод								
500	1:0,3	1:0,4	1:0,5,5	1:0,6	-	-	-	-
400	1:0,2,5	1:0,3	1:0,4,5	1:0,5,5	-	-	-	-
300	-	1:0,2,5	1:0,3	1:0,4	1:0,6	-	-	-
200	-	-	-	1:0,2,5	1:0,4	-	-	-
* В числителе приведены составы цементно-известковых растворов, в знаменателе - цементно-глиняных.								
Примечание. Составы растворов установлены с учетом следующих показателей:								
объемная масса вяжущих марки от 200 до 500 1100 кг/м ³ ;								
" " " " " 150 900 кг/м ³ ;								
" " " " " от 25 до 100 700 кг/м ³ ;								
объемная масса известкового теста 700 кг/м ³ ;								
объемная масса глиняного теста с глубиной погружения в него стандартного конуса на 130-140 мм;								
песок влажностью 3-7%.								

Расходы вяжущих на 1 м³ песка и 1 м³ раствора приведены в табл. 1.9.

Таблица 1.9

Марка вяжущего	Расход вяжущих, кг на 1 м ³ песка/ раствора							
	200	150	100	75	50	25	10	4
500	360	280	205	160	-	-	-	-
400	410	330	245	195	-	-	-	-
300	450	350	255	200	140	-	-	-
200	490	400	300	240	175	-	-	-
150	-	470	340	270	185	105	-	-
100	-	510	385	310	225	135	-	-
50	-	-	-	405	280	155	-	-
25	-	-	-	445	325	190	-	-
500	-	-	-	-	-	206	93	-
400	-	-	-	-	-	240	110	-
300	-	-	-	-	-	310	140	-
200	-	-	-	-	-	330	165	-
150	-	-	-	-	-	-	280	120
100	-	-	-	-	-	-	320	145
50	-	-	-	-	-	-	-	240
25	-	-	-	-	-	-	-	270

Примечание. Расход вяжущих на 1 м³ песка (числитель) и на 1 м³ раствора (знаменатель) относится к цементно-известковым растворам. Для растворов без добавок извести и глины и растворов с добавками органических пластификаторов-микропеннообразователей расход вяжущих устанавливается на основании лабораторных данных.

Расходы вяжущих в зависимости от требуемого срока службы и влажностных условий, в которых здание находится во время эксплуатации, должны быть не ниже приведенных в табл. 1.10.

Таблица 1.10

Минимальный расход цемента, кг на 1 м³ песка, в растворах для надземной и подземной кладки конструкций

Раствор	Степень долговечности зданий	
	I, II	III
<i>Надземная кладка с относительной влажностью воздуха помещений до 60%; кладка фундаментов в маловлажных грунтах</i>		
Цементно-известковый	75	75
Цементно-глиняный	100	75
Цементно-известковый и цементный с органическими пластификаторами	100	75
<i>Надземная кладка с относительной влажностью воздуха помещений более 60%; кладка фундаментов в водонасыщенных грунтах</i>		
Цементно-известковый	100	100
Цементно-глиняный	125	100
Цементно-известковый и цементный с органическими пластификаторами	125	100

В растворах низких марок (4 и 10) вяжущее - известь. Такие растворы отличаются удобоукладываемостью и хорошим сцеплением с кладочным материалом, но медленно твердеют. Для ускорения твердения растворы готовят на тонкомолотой извести - кипелке. Гипсовые растворы (на гипсовом вяжущем) применяют при кладке гипсовых блоков. Цементы в растворах применяют, как правило, вместе с другими вяжущими.

1.3. Бетон и арматура для каменных кладок

Бетон, арматура и стальные изделия, применяемые в каменных и армокаменных конструкциях, должны отвечать требованиям СНиП 2.03.01-84*, СНиП II-23-81*, ГОСТ 5781-82* и ГОСТ 6727-80* [3,5,30,31].

Для армирования каменных конструкций следует применять:

для сетчатого армирования арматуру классов А-I, Вр-I;

для продольной и поперечной арматуры, анкеров и связей арматуру классов А-I, А-II, Вр-I;

для закладных деталей и соединительных накладок сталь в соответствии с главой СНиП II-23-81*.

Более подробные сведения об армировании каменных конструкций приведены в разделе 5.

1.4. Виды каменных кладок

1.4.1. Классификация каменных кладок. Требования к перевязке кладки

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

При возведении каменных конструкций применяются следующие виды кладок:

кладки из камней правильной формы:

- сплошная кладка из кирпича и камней;
- сплошная кладка из крупных блоков;
- облегченная кладка из кирпича и камней.

кладки из камней неправильной формы:

- бутовые;
- бутобетонные.

Сплошные кладки выполняются из одного какого-либо каменного материала; многослойные, состоящие из двух или более слоев, - из одного или разных материалов; в облегченных кладках часть основного несущего материала заменяется воздушной прослойкой, теплоизоляционными плитами, камнями из легких и ячеистых бетонов, минеральными засыпками и т.п.

Главное требование, предъявляемое к кладке, - это ее прочность на сжатие. Но установление марки кладки по пределу прочности на сжатие

носило бы слишком условный характер, так как такая марка не смогла бы характеризовать такие показатели кладки, как ее прочность при растяжении, срезе, изгибе. Результаты исследований показывают, что кладки одинаковой прочности на сжатие отличаются прочностью при растяжении, срезе и другими показателями, зависящими, главным образом, от различных конструктивных факторов. Поэтому в действующих нормах отсутствуют марки кладки.

Для расчетов каменных конструкций пользуются расчетными сопротивлениями кладки при сжатии, растяжении, изгибе и срезе, которые определяются в зависимости от марки камня и марки раствора.

Обеспечение оптимальной прочности кладки из камней правильной формы достигается ее монолитностью, т.е. способностью не расслаиваться на отдельные участки. В свою очередь монолитность кладки обеспечивается сцеплением камней с раствором и перевязкой камней в горизонтальных рядах. При плохой перевязке вертикальных швов поперечное расширение, сопутствующее продольному сжатию, вызывает при относительно небольших сжимающих напряжениях разрыв камней, перекрывающих швов, и как следствие - преждевременное расслоение кладки на ряд тонких высоких столбиков, которые из-за продольного изгиба быстро выпучиваются, что и приводит к значительному снижению прочности кладки. Особенно опасна плохая перевязка при действии неравномерных сжимающих напряжений (внецентренном и местном сжатии), при изгибе, срезе и растяжении.

Поэтому к перевязке кладки предъявляются следующие требования:

- для кладки из полнотелого кирпича толщиной 65 мм - один тычковый ряд на шесть рядов кладки, из кирпича толщиной 88 мм и пустотелого толщиной 65 мм - один тычковый ряд на четыре ряда кладки, а для кладки из камней при высоте ряда до 200 мм - один тычковый ряд на три ряда кладки;

- тычки могут располагаться как в отдельных тычковых рядах, так и чередоваться с ложками;

- следует учесть, что уменьшение количества тычков против требуемого в два раза, снижает прочность кладки на 25%.

1.4.2. Сплошные кладки

Наиболее часто в практике строительства применяются две системы перевязки: цепная и многорядная (рис. 1.6). Следует отметить, что прочность кладки на сжатие практически одинакова для всех систем перевязки.

Однако многорядная система перевязки имеет ряд преимуществ против цепной:

- так как ложковые ряды придают кладке прочность в продольном направлении, а тычковые в поперечном, то многорядная перевязка придает кладке большую сопротивляемость в продольном направлении, а это весьма существенно для конструкций, имеющих значительную протяженность.

- при многорядной перевязке вертикальные швы обладают большим сопротивлением образованию трещин, так как вертикальные швы пе-

перекрываются в $\frac{1}{2}$ кирпича (рис. 1.7,а), а при цепной перевязке только в $\frac{1}{4}$ кирпича (рис. 1.7,б).

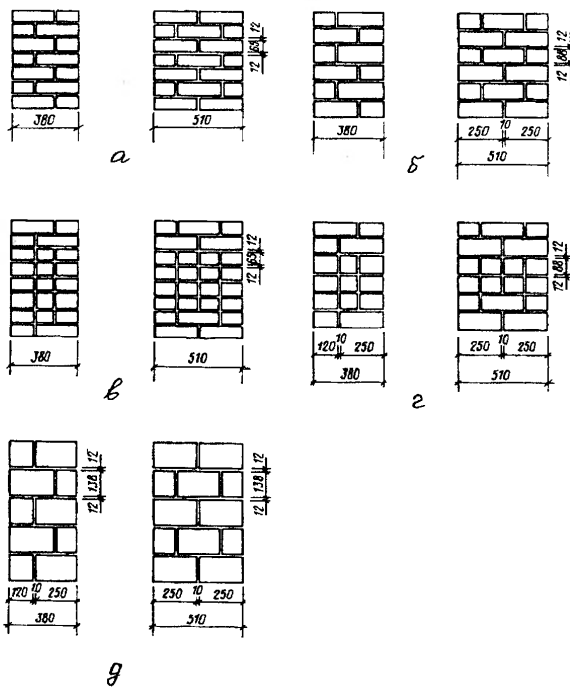


Рис. 1.6. Системы перевязок кладки из кирпича и керамических камней: а – цепная перевязка кладки из кирпича толщиной 65 мм; б – то же, из кирпича толщиной 88 мм; в – многорядная перевязка кладки из кирпича толщиной 65 мм; г – то же, из кирпича 88 мм; д – из пустотелых керамических камней

- многорядная система перевязки улучшает сопротивляемость кладки растяжению и сжатию, поскольку здесь раствор горизонтального шва перекрывает в $\frac{1}{2}$ кирпича, а в цепной системе перевязки только на $\frac{1}{4}$ кирпича.

- многорядная система перевязки создает внутренние вертикальные швы в кладке, что уменьшает ее теплопроводность по сравнению с цепной системой перевязки кладки: на рис. 1.7 видно, что «мостики» холода в кладке с многорядной перевязкой идут через 5 рядов кладки, а при цепной перевязке - через один.

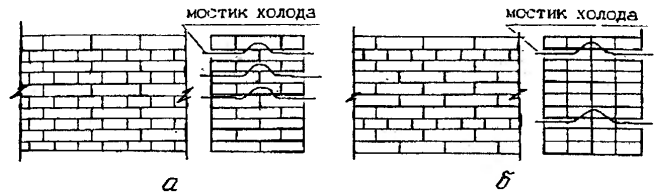


Рис. 1.7. Системы перевязок кладки: а – цепная; б – многорядная

- кладка с многорядной системой перевязки более технологична, производительна и менее трудоемка (на 15...20%), требует менее квалифицированных специалистов, так как эта система перевязки имеет больший объем забутки против цепной системы перевязки.

Эти преимущества и обеспечили кладке с многорядной системой перевязки больший объем каменных работ по сравнению с кладкой при цепной системе перевязки.

При кладке кирпичных столбов наиболее удобна трехрядная система перевязки, предложенная проф. Л.И. Онищиком. Она допускает перекрытие отдельных швов через 2-3 ряда, в отличие от цепной, при которой швы перекрываются в каждом ряду, что приводит к меньшему количеству приколки кирпича.

В кладке из бетонных и природных камней перевязка осуществляется одним из следующих способов:

- при кладке из тычковых и ложковых камней устраивается двухрядная перевязка - каждые два ложковых ряда перекрываются тычковыми (более редкое расположение тычковых рядов не допускается, так как это приводит к заметному снижению прочности кладки, особенно при внецентренном сжатии) (рис. 1.8,а,б).

- при наличии продольных половинок в поперечном сечении кладки располагаются одна или две продольные половинки, которые в сочетании с целыми камнями позволяют перекрывать вертикальные продольные швы в каждом ряду. Тычковые камни в этом случае не применяются (рис. 1.8,в).

- вся стена толщиной 390 мм выкладывается из двух ложковых параллельных стенок, не перевязанных между собой тычковыми камнями; связь между этими стенками обеспечивается металлическими скобами, имеющими антикоррозионное покрытие.

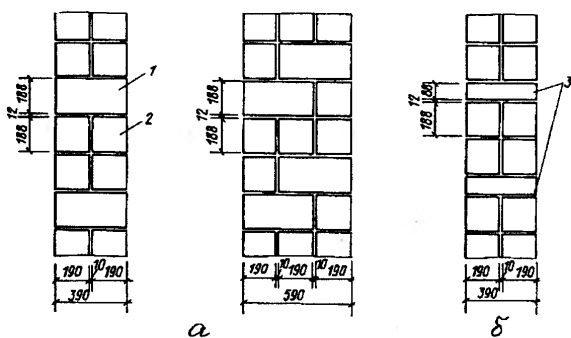


Рис. 1.8. Кладка из бетонных или природных камней: а – из целых камней; б – то же, с перевязкой продольными половинками; в – то же, из камней со щелевидными пустотами; 1 – тычковый камень; 2 – ложковый камень; 3 – сплошная продольная половинка; 4 – целый камень; 5 – продольная половинка камня

Перевязка кладки из ячеистобетонных камней в зависимости от размеров камней может выполняться в один камень или чередованием в рядах целых камней и продольных половинок (рис. 1.9).

При необходимости повышения термического сопротивления кирпичных стен сплошной кладки с многорядной системой перевязки допускается выполнение кладки с уширенным швом шириной до 50 мм (рис. 1.10). Уширенный шов заполняется теплоизоляционным материалом.

Кладка из бетонных камней также может выполняться с уширенным швом шириной до 40 мм.

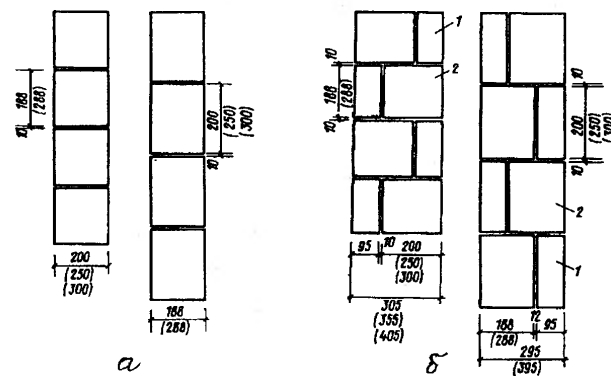


Рис. 1.9. Кладка из ячеистобетонных камней: а – стены толщиной в 1 камень; б – стены с перевязкой чередованием целых камней и продольных половинок; 1 – продольная половинка; 2 – целый камень

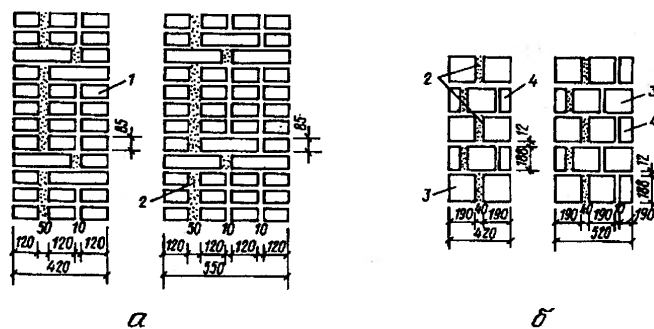


Рис. 1.10. Кладка с уширенным швом: а – кирпичная кладка; б – из бетонных камней с щелевидными пустотами; 1 – кирпичная кладка; 2 – уширенный шов, заполненный теплоизоляционным материалом или раствором; 3 – целый камень; 4 – продольная половинка

Перевязки кладок стен, простенков, столбов, карнизов, каналов и других элементов из кирпича и керамических камней приведены в [42].

В сплошных кладках средняя толщина горизонтальных швов составляет: для кладки из кирпича, из керамических и обыкновенных

бетонных камней - 12 мм, но не менее 8 мм и не более 15 мм; для кладки из природных камней правильной формы- 15 мм, но не более 20 мм. Средняя толщина вертикальных швов: для кладки из кирпича, керамических и бетонных камней правильной формы- 10 мм; для кладки из природных камней правильной формы - 15 мм.

Бутовая кладка, выполняемая из природных камней неправильной формы, осуществляется горизонтальными рядами высотой до 300 мм- при кладке «под лопатку» с подвижностью раствора 40- 60 мм и до 200 мм- при кладке «под залив» с подвижностью раствора 130- 150 мм.

1.4.3. Многослойные и пустотелые кладки

Двухслойные кладки состоят из слоя сплошной каменной кладки и слоя облицовки (керамическими, бетонными или природными камнями и плитами, лицевым и обыкновенным кирпичом). На рис. 1.11,1.12 показаны наиболее часто встречающиеся типы двухслойных кладок с кирпичной облицовкой. Такую облицовку крепят к основной кладке стены с помощью тычковых рядов кирпича, прокладных кирпичных рядов или металлических связей.

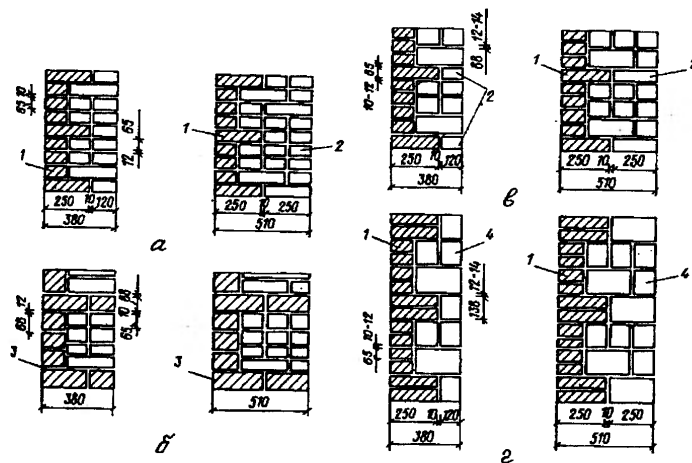


Рис. 1.11. Облицовка стен лицевым кирпичом: а, б – из кирпича толщиной 65 мм; в – из кирпича толщиной 88 мм; г – из стеновых керамических камней; 1 – лицевой кирпич; 2 – кирпич рядовой глиняный, силикатный или полусухого прессования толщиной 65 мм; 3 – силикатный толщиной 88 мм; 4 – стеновые керамические камни

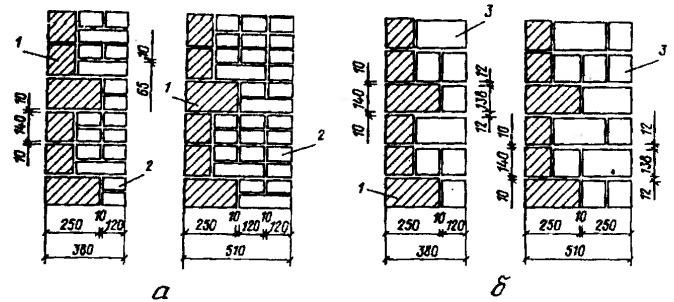


Рис. 1.12. Облицовка стен лицевыми керамическими камнями: а – из кирпича толщиной 65 мм; б – из лицевых керамических камней; 1 – лицевые керамические камни; 2 – глиняный, силикатный кирпич толщиной 65 мм; 3 – керамические камни

Облицовка из керамических плит и камней в зависимости от конструкции последних крепится к кладке стены посредством:

закладных частей, предусмотренных в самих облицовочных плитах, в виде выступающих элементов (рис. 1.13,а).

прислонных и прокладных облицовочных плит (рис. 1.13,б).

закладных камней;

стальных анкеров с приклейкой плит раствором;

только за счет приклейки раствором.

Крепление плит облицовки к кладке стены по первому и второму способам производится при одновременном возведении обоих слоев стены. Облицовка Г- образными плитами осуществляется заделкой в кладку хвостовой части плиты на глубину не менее 75 мм. Высота плит должна быть не более 600 мм. При облицовке плоскими плитами перевязка с кладкой осуществляется прокладными рядами из таких же плит, располагаемыми после каждого ряда плит по высоте фасада. Толщина прокладных рядов плит должна быть равной или кратной толщине ряда кирпича, глубина заделки прокладного ряда- не менее 120 мм. Толщина плит должна быть не менее 40 мм, высота не более 300 мм.

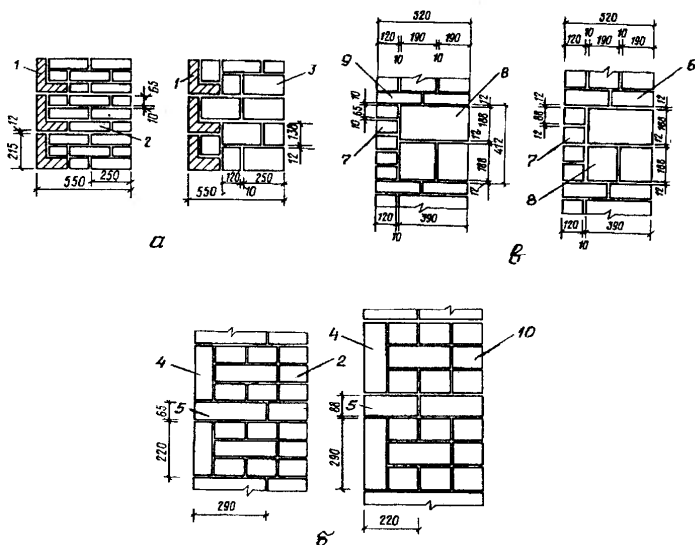


Рис. 1.13. Облицовка фасадов каменных стен зданий: а – Г-образными закладными бетонными плитами; б – плоскими бетонными плитами; в – стен из бетонных камней; 1 – закладные бетонные плиты; 2 – кладка из кирпича толщиной 65 мм; 3 – кладка из керамических камней высотой 138 мм; 4 – плоские плиты; 5 – прокладной ряд из плит; 6 – кирпич толщиной 88 мм; 7 – лицевой кирпич; 8 – бетонный камень; 9 – прокладной тычковый ряд из кирпича толщиной 65 мм; 10 – прокладной тычковый ряд из кирпича толщиной 88 мм

При установке бетонных плит в процессе кладки с креплением на гибких связях (анкерах) их размеры определяются технологическими возможностями их изготовления. Толщина бетонных плит должна быть не менее 40 мм, масса при ручной кладке - не более 40 кг.

Для обеспечения надежности крепления облицовки на гибких связях в период эксплуатации зданий следует:

- для связей применять коррозионностойкие стали;
- в каждом этаже облицовочный слой опирать на специальную Г-образную армированную плиту, заделанную в кладку или железобетонный пояс;

- под опорной плитой или поясом оставлять осадочный горизонтальный шов толщиной 20- 25 мм, который заполняется мягкой прокладкой и с наружной стороны расширяется гидроизоляционной мастикой.

Лицевой кирпич, камни и облицовочные плиты могут укладываться с перевязанными или неперевязанными по фасаду вертикальными швами.

Толщина швов облицовки из лицевого кирпича или керамических камней принимается такой же, что и в основной кладке стены. Толщина вертикальных швов облицовки из плит устанавливается в соответствии с архитектурными требованиями. Швы в облицовке заполняются раствором и расширяются в процессе кладки стены.

Для облицовки стен из бетонных камней может быть применен полнотелый лицевой кирпич (рис. 1.13,в). Облицовка лицевым кирпичом перевязывается с кладкой из бетонных камней тычковыми рядами кирпича - 1 тычковый ряд на 6 рядов кирпича при его толщине 65 мм или 1 тычковый ряд на 5 рядов при кирпиче толщиной 88 мм.

Стены из кирпича или керамических камней допускается облицовывать природным камнем. Основной вид облицовки из природного камня - пиленая плита или камень. Для наружной облицовки применяются плиты толщиной 10, 20, 30 и 40 мм (в виде исключения - 60 мм из более мягких пород). Наибольший размер сторон плит не должен превышать 600 мм.

Природные камни, применяемые для наружной облицовки, должны удовлетворять следующим требованиям:

- прочность на сжатие - не менее 10 МПа;
- морозостойкость - не ниже F25;
- коэффициент размягчения не менее 0,7.

Облицовка плитами из природного камня крепится к стенам следующими способами:

- на анкерах и цементно - песчаном растворе;
- на цементно - песчаном растворе (без анкеров);

на основе от стены с разработкой отдельного проекта на крепление плит (рис. 1.14, 1.15, 1.16).

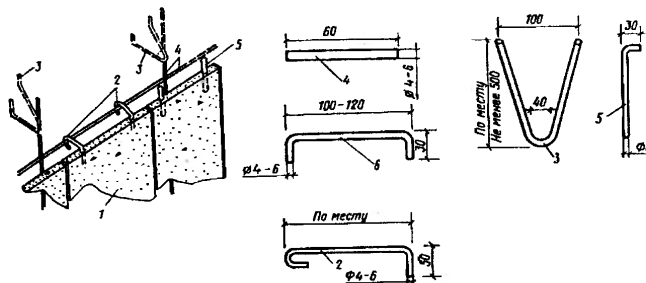


Рис. 1.14. Крепление к стене облицовочных плит из природного камня: 1 – облицовочная плита; 2 – крюк; 3 – петля, заложённая при кладке стены; 4 – рабочая арматура (вертикальная и горизонтальная); 5 – штырь; 6 – скоба для соединения угловых плит

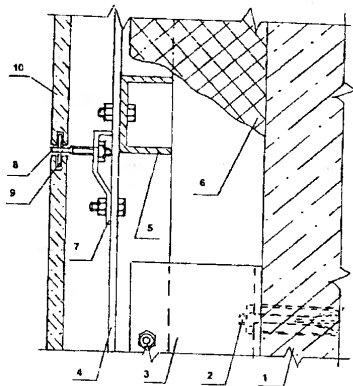


Рис. 1.15. Конструктивная схема облицовки с помощью стержневых фиксаторов:
1 – стена; 2 – дюбель; 3 – кронштейн; 4 – вертикальная направляющая; 5 – горизонтальная направляющая; 6 – утеплитель; 7 – скоба; 8 – стержень; 9 – пилон; 10 – облицовочная плита

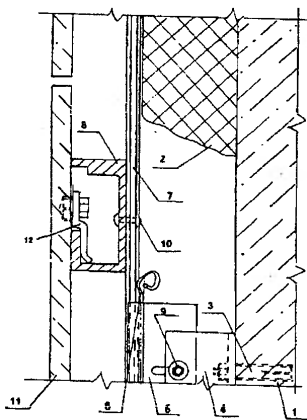


Рис. 1.16. Конструктивная схема облицовки с помощью фиксаторов на распорном анкере:
1 – стена; 2 – утеплитель; 3 – дюбель; 4 – кронштейн; 5 – крепежная деталь; 6 – замок; 7 – вертикальная направляющая; 8 – горизонтальная направляющая; 9 – болт; 10 – заклепки; 11 – облицовочная плита; 12 – фиксатор на распорном анкере

При последнем способе для крепления предусматриваются:
V-образные петли-выпуски из оцинкованной стали $\varnothing 10-12$ мм для удержания рабочей арматуры;
рабочая арматура из оцинкованной стали $\varnothing 10-12$ мм;
крюки из нержавеющей стали $\varnothing 4-6$ мм для крепления элементов облицовки к рабочей арматуре;
штыри и скобы из нержавеющей стали $\varnothing 4-6$ мм для соединения смежных элементов облицовки между собой.

Петли-выпуски укладывают в швы кладки стены в процессе ее возведения с шагом 0,5 м по горизонтали и вертикали. Число крюков (анкер-крюков) принимается: один на площадь поверхности плиты не более 0,12 м². На каждой плите устанавливается не менее двух крюков. Смежные плиты крепятся между собой штырями-не менее двух на плиту.

При облицовке плитами из природного камня устройство швов и конструкция всех выступающих частей здания должны исключать попадание за облицовку воды.

Облицовка готовых кирпичных стен может быть выполнена керамическими и стеклянными плитками с креплением на растворе марки не ниже М100. Применение для облицовки плоских плиток с креплением их на растворе по готовым кирпичным стенам допускается в порядке исключения в зданиях не выше 9 этажей при выполнении стен из глиняного кирпича пластического прессования и не выше 5 этажей при выполнении стен из силикатного кирпича или глиняного кирпича полусухого прессования, при этом размеры плиток должны быть не более 250x65 мм, где 65 мм – высота плиток. Крепление на растворе более крупных плиток не допускается. Кладка стен, предназначенных для последующей облицовки плоскими мелкогабаритными плитками с креплением их на растворе, должна быть выполнена в пустошовку, а непосредственно сама облицовка допускается не ранее чем через 6 месяцев после того, как нагрузка на стены достигнет 85% полной проектной нагрузки.

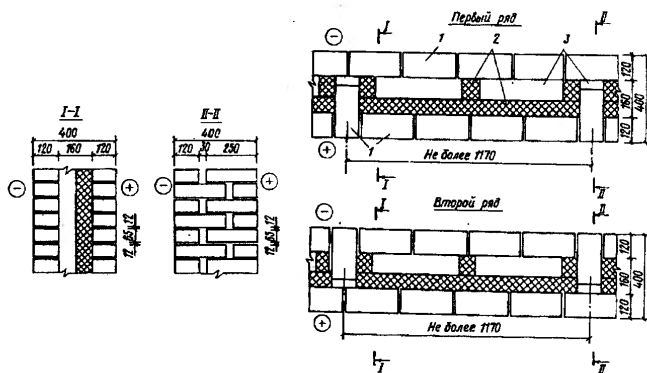
Работы по облицовке производятся в соответствии с проектом, в котором должны быть указаны раскладка плит и камней, способы крепления угловых, перемычных плит и приложена их спецификация. В проекте также указываются виды кирпича для кладки стен, рекомендуемые при предусмотренной в проекте облицовке.

В зданиях с поперечными внутренними несущими стенами наружные стены проектируют или самонесущими или навесными. Несущая способность в этом случае имеет меньшее значение, так как с уменьшением нагрузок на стены она легко обеспечивается при меньшей толщине стены. Сплошная кладка нецелесообразна также в малоэтажном строительстве зданий высотой до 4-5 этажей или в верхних 3-4 этажах многоэтажных зданий. Толщина наружных стен в таких зданиях назначается исходя из условий необходимого сопротивления теплопередаче и при применении сплошной кладки из кирпича значительно большей, чем требуется по несущей способности. В результате на такие стены расходуются излишние материалы, конструкции стен получаются слишком тяжелыми и дорогими, с большими затратами труда и транспортных средств.

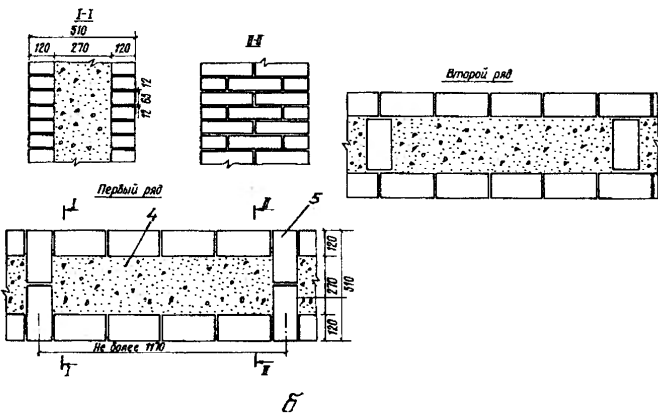
Наиболее рационально применение строительного кирпича в малоэтажном строительстве и в верхних этажах многоэтажных зданий в облегченной кладке, где часть кладки заменяется теплоизоляционным материа-

лом. Для этой цели применяют минераловатные изделия, ячеистый бетон, бетон на пористых заполнителях, ячеистую керамику, поропласты и другие материалы.

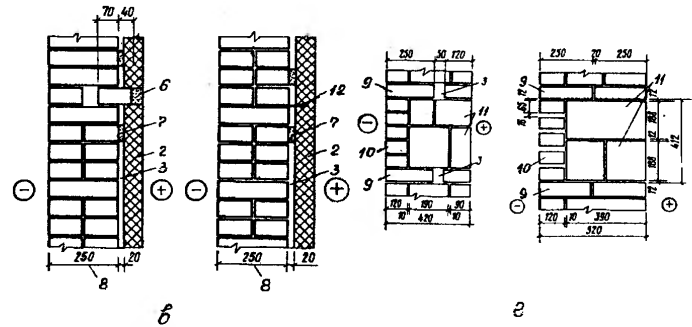
В зависимости от климатических условий, вида теплоизоляционного материала, толщины несущего слоя и т.п. теплоизоляция может располагаться с внутренней или наружной стороны стены или между двумя ее слоями.



а



б



б

в

Рис. 1.17. Типы стен облегченной кладки: а – типа А; б – типа Б; в – типа В; г – типа Г; 1 – кирпич; 2 – плитный утеплитель; 3 – воздушные прослойки; 4 – минеральная засыпка; 5 – поперечные вертикальные диафрагмы; 6 – гипсовый раствор; 7 – гипсовые маяки; 8 – толщина, принимаемая по расчету; 9 – прокладные ряды; 10 – кирпичная облицовка; 11 – камни из легкого или ячеистого бетона; 12 – клинмер

Наружные стены облегченной кладки применяются, как правило, в зданиях с сухим и нормальным влажностным режимом помещений. Допускается применение облегченных кладок в помещениях с влажным режимом при условии защиты внутренней поверхности стен пароизоляционным слоем.

Основным руководящим документом по проектированию стен облегченной кладки является Серия 2.130-1 [41], в соответствии с которым стены облегченной кладки подразделяются на четыре типа (рис. 1.17).

Кладка типа А (рис. 1.17,а) состоит из двух кирпичных слоев толщиной в полкирпича, между которыми вплотную к внутренней стенке укладывается плитный утеплитель. Если при расчете стены по несущей способности потребуется увеличение ее толщины, то толщина внутреннего слоя может быть увеличена до 1-2 кирпичей. Связь между кирпичными стенками обеспечивается вертикальными поперечными диафрагмами шириной в полкирпича, расстояние между которыми должно быть не более 1,2 м. Для уменьшения влияния «мостиков холода» в диафрагмах имеются воздушные прослойки, расположенные в шахматном порядке.

Кладка типа Б так же, как и кладка типа А, выполняется из двух кирпичных слоев толщиной в полкирпича, соединенных вертикальными кирпичными диафрагмами с расстоянием между ними не более 1,2 м. Пространство между слоями заполняется минеральными связанными засыпками толщиной 270 или 400 мм (рис. 1.17,б).

Расчет стен типов А и Б, в которых продольные кирпичные слои соединены жесткими связями, выполняется как расчет цельного двутаврового сечения.

Кладка стен типов А и Б ведется на растворах марки не ниже 50. Для предотвращения возможных осадок плит утеплителя или засыпок в

пределах одного этажа в уровне перекрытий устраивают выпуски двух рядов тычковых кирпичей из внутреннего и наружного слоев.

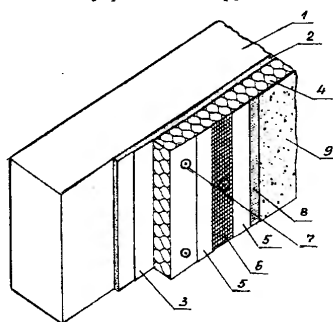


Рис. 1.18. Конструкция теплозвукоизоляции стен системы «Шуба»: 1 – несущая стена; 2 – старая штукатурка; 3 – минеральный клеевой состав; 4 – теплоизоляция (плиты пенополистирола – $\lambda=0,041$ Вт/(м^{°С}); 5 – армирующий слой из клеевого состава; 6 – сетка из стекловолокна; 7 – добели; 8 – грунтовка; 9 – фасадное покрытие (минеральная или декоративная штукатурка)

Кладка типа В (рис. 1.17,в) состоит из наружной кирпичной стены, толщина которой определяется расчетом по несущей способности, и примыкающего к ней с внутренней стороны слоя из жестких теплоизоляционных плит. Плиты утеплителя устанавливаются на гипсовых маяках с образованием воздушной прослойки шириной не менее 20 мм. Крепление теплоизоляционных плит предусматривается двумя способами: с опиранием плит на выступающие горизонтальные ряды кирпичной кладки или с креплением плит на металлических кляммерах, забиваемых в швы кирпичной кладки.

Кладка типа Г (рис. 1.17,г) выполняется из легкобетонных или ячеистобетонных камней марки не ниже 25 с наружной облицовкой толщиной в полкирпича. Соединение облицовки с кладкой обеспечивается прокладными кирпичными рядами. Кладка рассматриваемого типа совмещает в себе несущие и теплоизоляционные функции стены. С учетом размеров камней для кладки приняты две толщины стен – 420 и 520 мм. Кладка может применяться для зданий до 5 этажей включительно. Расчет кладки производится как многослойной стены с жесткими связями.

В связи с повышением требований к термическому сопротивлению ограждающих конструкций зданий, в том числе и с несущими конструкциями из каменных материалов, разработаны и применяются в практике строительства эффективные системы теплозвукоизоляции стен, позволяющие существенно уменьшить нагрузку от собственного веса стен при обеспечении необходимой их несущей способности.

В качестве примеров можно привести такие системы, как «Шуба», «Броня», двух- и трехслойные конструкции системы «Сегрогоск» и другие.

Фасадная теплозвукоизоляционная система «Шуба» устраивается с внешним слоем из декоративной полимерной штукатурки. В качестве утеп-

ляющего слоя в ней применяются теплозвукоизоляционные плиты из пенополистирола, минеральной ваты и комбинированного варианта, при этом возможны такие варианты, как: утепление фасада полностью минераловатными плитами; утепление фасада плитами пенополистирола с обрамлением проемов и межэтажных расщечек (пожароопасные зоны) негорючей минераловатной плитой. Крепление плит осуществляют с помощью специально го минерального клеевого состава и добелей (рис. 1.18).

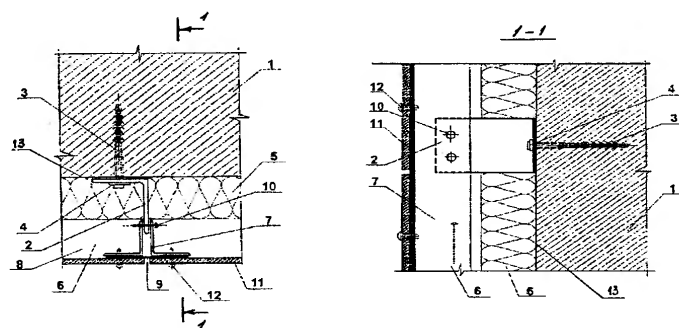


Рис. 1.19. Конструкция теплозвукоизоляции стен системы «Броня»: 1 – несущая стена; 2 – алюминиевый уголок; 3 – добель; 4 – шайба; 5 – утеплитель; 6 – воздушный зазор 22 мм; 7 – алюминиевый уголок размером 50x50x5; 8 – алюминиевый уголок размером 70x50x5; 9 – алюминиевая полоса $\delta=1,5$ мм; 10 – саморезы; 11 – облицовочные плиты; 12 – винты; 13 – адгезив

По традиционному методу, в стеновой конструкции каждый последующий слой, наносимый на несущую стену с ее наружной стороны, должен быть мягче предыдущего, с тем, чтобы напряжения, возникающие в ней, уменьшались по мере смягчения слоя. В системе «Шуба» наоборот, относительно жесткий и прочный слой штукатурки наносится на мягкое основание – теплоизоляционные плиты. Поэтому наружный слой штукатурки армируют стекловолоконной сеткой, которая воспринимает на себя растягивающие напряжения, возникающие в слое штукатурки.

Фасадная система «Броня» представляет собой вентилируемую многослойную настенную конструкцию многофункционального назначения, монтируемую на деревянном или металлическом каркасе (рис. 1.19). Система предназначена для наружного утепления и декоративной отделки фасадов зданий из глиняного полнотелого кирпича пластического формования, керамических камней и других видов эффективного кирпича, тяжелого бетона и керамзитобетона.

Система имеет такие преимущества, как: комплексная теплоизоляция и декоративная отделка зданий; отсутствие потерь внутреннего про-

странства помещений; высокая декоративность, долговечность и ремонтная способность; вентилируемая система исключает конденсацию влаги в слое утеплителя; экологическая безопасность.

На рис. 1.20 показаны конструкции двух- и трехслойных кирпичных стен системы «Serrogosk», имеющих коэффициент теплопередачи $k=0,29...0,3 \text{ W/m}^2\text{K}$ и сопротивление теплопередаче $R=3,45...3,33 \text{ m}^2\text{K/W}$.

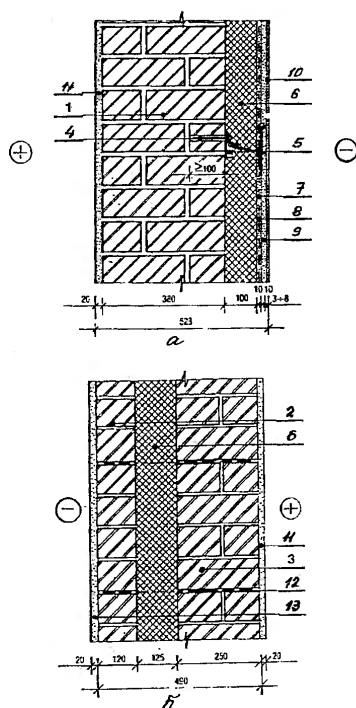


Рис. 1.20. Конструкция стен системы «Serrogosk»: а – двухслойной; б – трехслойной; 1 – кирпичная кладка; 2 – кладка из керамического кирпича М150 на растворе М50; 3 – кладка из пустотелого кирпича М150 на растворе М50; 4 – дюбель; 5 – арматура, удерживающая экран; 6 – теплоизоляция из каменной ваты PAROC; 7 – арматурная сетка из стальной оцинкованной проволоки $\varnothing 1 \text{ мм}$; 8 – грунтовка из цементно – известкового раствора $\delta=10 \text{ мм}$; 9 – подвижное покрытие $\delta=10 \text{ мм}$; 10 – отделочный слой; 11 – штукатурка – смешанный раствор; 12 – гибкие связи $\varnothing 6 \text{ мм}$ (нержавеющая сталь, арматурная сталь с цинковым или алюминиевым антикоррозионным покрытием, стеклопластиковая арматура); 13 – фасадная штукатурка

1.4.4. Стены из кирпичных и керамических панелей

Панели из кирпича и керамических камней подразделяются:

- по назначению - для наружных и внутренних стен (рис. 1.21), а также для перегородок (рис. 1.22);
- по виду воспринимаемых нагрузок - на несущие и самонесущие, в том числе навесные;
- по конструкции - на однослойные и многослойные;
- по виду разрезки - на однорядные, двухрядные и многорядные;
- по месту расположения - на рядовые, простеночные, торцевые, угловые, парапетные и другие.

Узлы сопряжения конструктивных элементов зданий с панельными стенами показаны на рис. 1.23.

Многослойные панели наружных стен по конструкции связей между слоями подразделяются:

- на связи с соединениями из сварных каркасов или одиночных стержней (гибкие связи);
 - на связи с соединениями из арматурных ребер или отдельных шпонок из раствора или бетона, а также из кирпича или кирпичной кладки.
- Размеры панелей для наружных стен зданий назначаются применительно:

- к однорядной разрезке длиной на один или два планировочных ряда;
- к вертикальной разрезке высотой на один или два этажа.

Размеры панелей стен и перегородок производственных зданий по длине и высоте назначаются в соответствии с размерами бетонных панелей в целях их взаимозаменяемости.

Размеры панелей внутренних стен жилых и общественных зданий рекомендуется назначать:

- высоту - в соответствии с высотой этажа;
- длину - в соответствии с планировочным шагом;
- толщину - в соответствии с требованиями прочности и звукоизоляции.

Для изготовления панелей применяют следующие материалы:

- кирпич глиняный и керамические камни, кирпич силикатный, кирпич и камни керамические лицевые марки не ниже 75;
- цементно - песчаный раствор марки не ниже 50;
- теплоизоляционные материалы для наружных стен в виде жестких и полужестких плит и блоков средней плотности не более 400 кг/м^3 , слой теплоизоляционных материалов, в том числе из бетонов на пористых заполнителях;
- стальные изделия в виде сварных сеток, одиночных стержней, закладных деталей, подъемных петель и арматурных выпусков.

Кирпич, камни, теплоизоляционные и отделочные материалы, применяемые для изготовления панелей наружных стен, должны отвечать требованиям по морозостойкости в соответствии с условиями их эксплуатации.

Стальные изделия для армирования панелей изготавливаются из сталей следующих видов, классов и марок:

- продольные стержни каркасов - из горячекатаной арматурной стали классов А-I, А-II, А-III;
- сетки и поперечные стержни каркасов - из холоднотянутой проволоки класса В_p-I;
- закладные детали и соединительные накладки - из горячекатаной полосовой и фасонной стали марки ВСт3кп2;
- монтажные петли - из горячекатаной стали классов А-I марок ВСт3сп2, ВСт3пс2 или класса А-II марки 10ГТ.

В панелях из кирпича и керамических камней устанавливается конструктивная или расчетная арматура в виде сеток (плоских каркасов) или одиночных стержней. Минимальный процент армирования расчетной арматурой должен быть не менее 0,1 (по 0,05% у каждой поверхности панели). Расстояние между поперечными стержнями арматурных каркасов назначается конструктивно и должно быть не более 500 мм и не более $80d$, где d - диаметр поперечного стержня. Диаметр стержней в сетках и растянутой продольной арматуры должен быть не менее 3 мм, сжатой продольной арматуры - не менее 6 мм. Арматурные каркасы устанавливаются в сквозных растворных слоях (ребрах) с шагом, не превышающим 1600 мм. Толщина защитного слоя для арматурных стержней должна быть не менее диаметра стержней и не менее 10...15 мм.

Схемы армирования панелей показаны на рис. 1.21, 1.22.

Теплоизоляционный слой в панелях следует защищать от увлажнения как в стадии изготовления панелей, так и в последующий период строительства и эксплуатации здания. При проектировании панелей следует учитывать, что паропроницание конструктивного слоя, наружного по отношению к теплоизоляционному слою, должно быть не больше соответствующего показателя второго конструктивного слоя, включая пароизоляционный слой.

Расчет кирпичных панелей выполняется на действие расчетных нагрузок (для стадии эксплуатации), а также на сочетание нормативной ветровой и расчетных величин других нагрузок (для стадии возведения здания). Кроме того, кирпичные панели и перегородки должны быть рассчитаны на воздействие нагрузок, возникающих в стадии их изготовления, при подъеме и монтаже. Перегородки для стадии эксплуатации рассчитывают на ветровую нагрузку, равную $0,4W_0$, где W_0 - нормативный скоростной напор, принимаемый по [4].

При проектировании крупноблочных стен зданий применяют крупные блоки, изготовленные из цементных и силикатных тяжелых и лег-

ких бетонов, из ячеистых бетонов, из природного камня (известняка, песчаника, туфа и других). Блоки могут быть сплошными, с технологическими пустотами и пустотелые, изготовленные в заводских условиях или на полигонах из кирпича, керамических камней и природных камней, когда из них невозможно выпилить блоки крупных размеров из-за их трещиноватости или малой прочности (рис. 1.24).

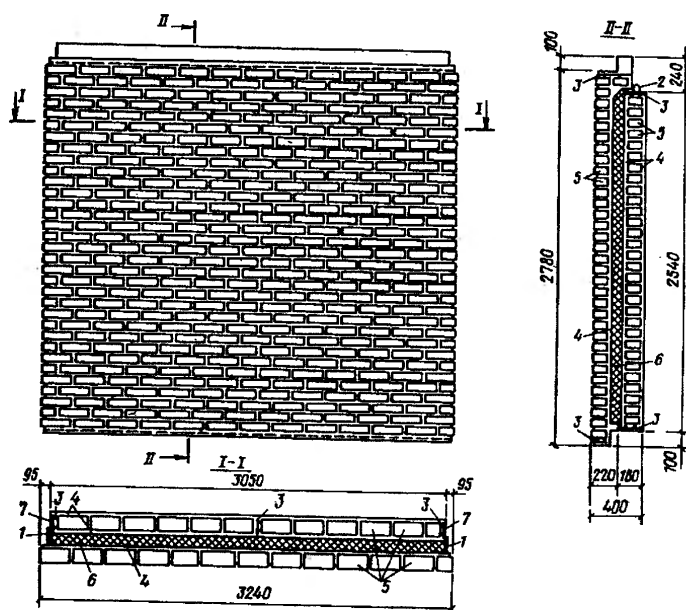


Рис. 1.21. Наружная стеновая панель: 1 – гибкая связь; 2 – монтажная петля; 3 – арматурный каркас; 4 – растворный слой; 5 – кирпич; 6 – плитный утеплитель; 7 – накладка, привариваемая электродуговой сваркой

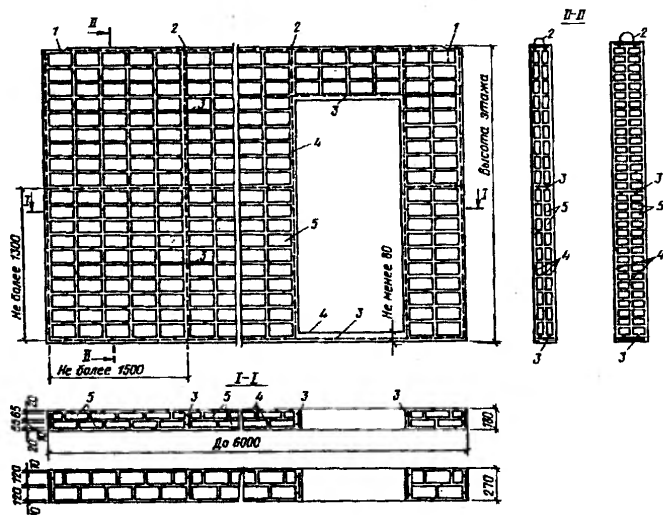


Рис. 1.22. Виброкирпичная перегородка: 1 – закладная деталь; 2 – монтажная петля; 3 – арматурный каркас; 4 – растворный слой; 5 – кирпич

Стены крупноблочных зданий проектируют с учетом:

- максимального сокращения типоразмеров блоков и индивидуальных (не нормируемых) блоков;
- соответствия блоков по массе и размерам, технологии их изготовления, грузоподъемности и габаритам транспортных приспособлений, а также условиям перевозки и монтажа блоков;
- максимального использования грузоподъемного оборудования при монтаже;
- применения типовых сборных железобетонных конструкций и деталей (фундаментов, плит перекрытий и покрытий, лестничных маршей и площадок, крупнопанельных перегородок и т.п.).

Толщины стен из крупных блоков назначаются равными 20, 30, 40, 50 и 60 см, хотя могут приниматься кратными 5 см. Для сокращения количества типоразмеров крупных блоков объемно - планировочные решения зданий выбираются, как правило, наиболее простыми по форме.

Более подробные сведения о системах разрезки стен крупноблочных зданий, нагрузках, учитываемых при их расчете, и особенностях расчета приведены в разделе 6.4.

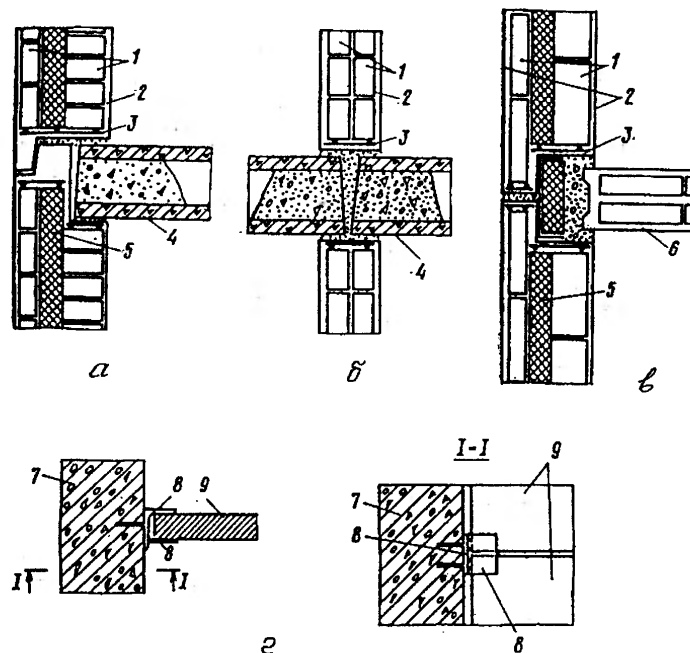


Рис. 1.23. Узлы сопряжения конструктивных элементов: а – горизонтальный стык наружной стеновой панели с плитой перекрытия; б – горизонтальный стык внутренней стеновой панели с плитой перекрытия; в – вертикальный стык наружных и внутренних стеновых панелей; г – крепление виброкирпичной перегородки к железобетонной колонне; 1 – кирпич; 2 – растворный шов; 3 – арматурный каркас; 4 – железобетонная плита; 5 – плитный утеплитель; 6 – внутренняя стеновая панель; 7 – железобетонная колонна; 8 – монтажная деталь; 9 – виброкирпичная перегородка

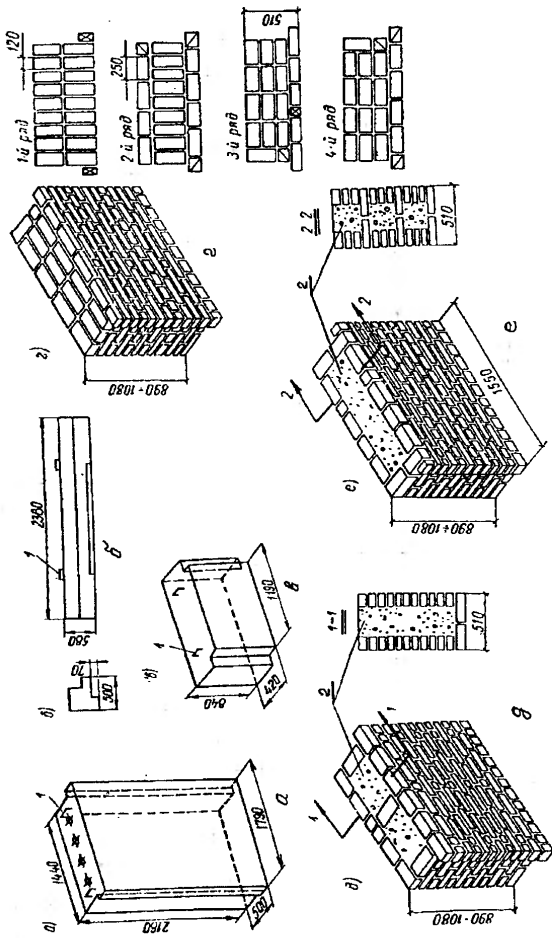


Рис. 1.24. Крупные бетонные (а- простеночный, б- перемычечный, в- подоконный) и кирпичные (г- сплошной; д- колодезный; е- кирпичебетонный) блоки для наружных стен. 1- монтажные петли; 2- эффективный теплоизоляционный материал

2. Физико - механические свойства каменной кладки

2.1. Напряженное состояние камня и раствора при центральном сжатии кладки

При сжатии кладки осевым деформациям сжатия по направлению действия силы всегда сопутствуют деформации поперечного расширения (рис. 2.1,в). Материалы, составляющие кладку (кирпич, камень, раствор), работают совместно. Более жесткие материалы (чаще камень) сдерживают поперечные деформации менее жестких материалов (раствор). В результате более жесткие материалы (кирпич, камень) оказываются растянутыми, менее жесткие (раствор) - сжатыми (рис. 2.1,г).

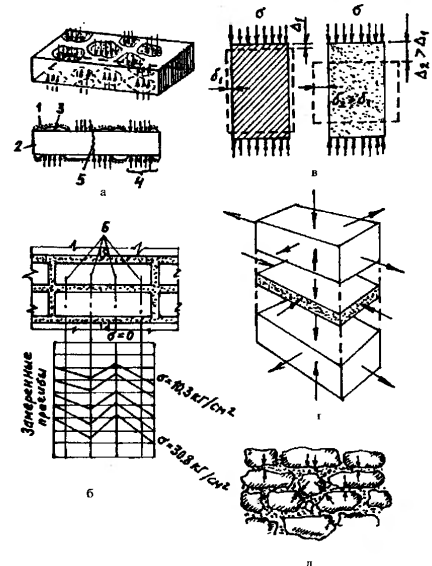


Рис. 2.1. Схемы напряженного состояния камня в кладке: а - схема загрузки кирпича в кладке; б - прогибы при изгибе кирпичей в кладке (размеры деформаций увеличены по сравнению с натуральными размерами кирпича); в - схема деформаций при сжатии призм из мало и сильно деформативных материалов; г - горизонтальные усилия, вызванные поперечным расширением камня и раствора; д - схема концентрации напряжений и расклинивания камней в бутовой кладке; 1 - раствор; 2 - кирпич; 3 - воздушная полость; 4 - участок местного сжатия; 5 - участок среза; 6 - прибор для замера деформаций

Растягивающие усилия в поперечном направлении, которые и являются одной из главных причин разрушения кладки, особенно велики для кладок на растворах низкой прочности.

Каменная кладка является монолитным неоднородным упругопластическим материалом. Даже при равномерном распределении нагрузки по всему сечению сжатого элемента камень и раствор в кладке находятся в условиях сложного напряженного состояния. Они одновременно подвержены внецентренному сжатию, изгибу и растяжению, срезу и смятию (рис. 2.2).

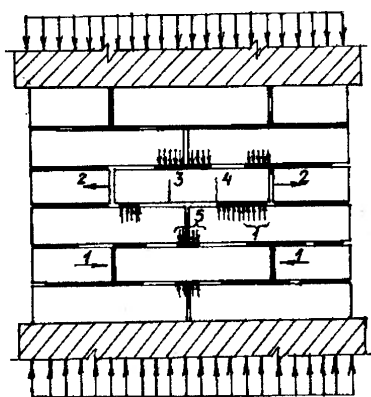


Рис. 2.2 Напряженное состояние камня в кладке: 1 – сжатие; 2 – растяжение; 3 – изгиб; 4 – срез; 5 – местное сжатие

Причинами таких условий работы камня и раствора являются:

значительная неоднородность растворных швов, так как при приготовлении раствора в отдельных его объемах скапливается большее или меньшее количество вяжущего, пластификатора, заполнителя или воды (рис. 2.1,а). Неоднородность раствора усугубляется неравномерностью условий твердения раствора в швах кладки, так как всасывающая способность камня и водоудерживающая способность раствора на различных участках их соприкосновения неодинаковы. Так как потеря воды в растворе неравномерна по постели камня, то соответственно неравномерной оказывается его усадка.

Неоднородность растворной постели камня вызывается еще и условиями кладки, квалификацией каменщика.

Повышение подвижности раствора способствует лучшему его растеканию и более равномерному заполнению швов, а следовательно, приводит к увеличению прочности кладки. Но органические пластификаторы, которые повышают подвижность раствора, снижают его плотность и повышают деформативность. Поэтому, чтобы предотвратить возникновение в камне больших горизонтальных усилий, количество таких пластификаторов должно быть ограничено.

различие деформативных свойств камня и раствора, что приводит к развитию касательных напряжений по плоскостям контакта камня и раствора. В кладке связанные трением и сцеплением камень и раствор в зависимости от соотношения их жесткостей взаимно влияют друг на друга, что в итоге может привести к преодолению сопротивления камня растяжению, которое для него мало по сравнению с сопротивлением его сжатию, после чего в камне возникает трещина.

наличие пустот в вертикальных швах кладки и отверстий в пустотелых кирпичах и камнях приводит к концентрации напряжений в зоне этих пустот и отверстий.

неоднородность камней по размерам и форме, вид перевязки швов и другие геометрические несовершенства приводят к концентрации напряжений на выступающих частях камней и расклинивающему влиянию камней друг на друга (рис. 2.1,д).

2.2. Четыре стадии работы кладки под нагрузкой при сжатии

Проведенными экспериментальными исследованиями с различными видами кладок установлено, что в зависимости от величины действующих напряжений при сжатии работу кладки можно подразделить на четыре характерные стадии (рис. 2.3).

Первая стадия соответствует нормальной эксплуатации кладки, когда усилия, возникающие в кладке под нагрузкой, не вызывают видимых ее повреждений. Переход кладки во вторую стадию работы характеризуется появлением небольших трещин в отдельных кирпичах (рис. 2.3, б). В этой стадии кладка еще несет нагрузку (величина ее составляет 60-80% от разрушающей), и дальнейшего развития трещин при неизменной нагрузке не наблюдается.

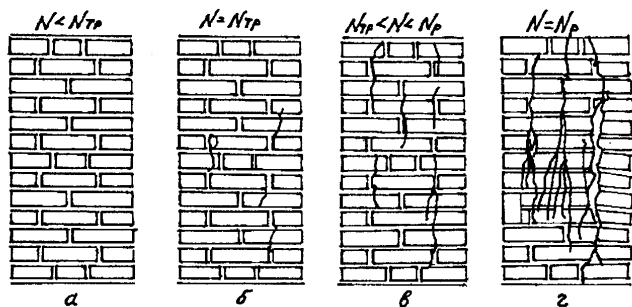


Рис. 2.3. Стадии работы кладки при сжатии : а – первая; б – вторая; в – третья; г – четвертая (разрушение кладки)

Величина нагрузки, при которой появляются первые трещины, зависит от механических свойств кирпича, конструкции кладки и деформативных свойств раствора. Последние же зависят от вида раствора и его возраста (т.е. возраста кладки). Цементные растворы наиболее жесткие; известковые, наоборот, наиболее деформативны. С увеличением возраста деформативность растворов снижается. Чем меньше деформативность раствора, тем более хрупкой оказывается кладка, т.е. тем ближе N_{Tp} к N_p . Для кирпичной кладки средние отношения N_{Tp}/N_p приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Средние отношения N_{Tp}/N_p для кирпичной кладки

Вид раствора	Отношение N_{Tp}/N_p при возрасте кладки в сутках		
	3	28	720
Цементный	0,6	0,7	0,8
Цементно-известковый	0,5	0,6	0,7
Известковый	0,4	0,5	0,6

Повышение хрупкости кладки с увеличением ее возраста и при применении малодеформативных растворов должно учитываться при оценке запасов прочности поврежденной кладки. Если при появлении незначительной трещины в кладке раннего возраста на известковом растворе имеется определенный запас прочности, то появление трещины в кладке большого возраста, изготовленной на цементном растворе, свидетельствует о ее значительной перегрузке. Во всех случаях появление первых трещин в кладке должно рассматриваться как сигнал для установления причин их появления и, если потребуется, принятия мер по усилению кладки или снижению действующих на нее нагрузок.

При увеличении нагрузки после появления первых трещин происходит как их развитие, так и возникновение и развитие новых трещин,

которые соединяются между собой, пересекая значительную часть кладки в вертикальном направлении и постепенно расслаивая ее на отдельные ветви, каждая из которых оказывается в условиях внецентренного нагружения (третья стадия работы кладки; рис. 2.3, в).

При длительном действии этой нагрузки, даже без ее увеличения, будет постепенно (вследствие развития пластических деформаций) происходить дальнейшее развитие трещин, расслаивающих кладку на тонкие гибкие столбики. И третья стадия перейдет в четвертую - стадию разрушения от потери устойчивости расчлененной кладки (рис. 2.3, г).

Четвертая стадия наблюдается в лабораторных условиях при быстром нарастании деформаций. В естественных условиях третья стадия является началом окончательного разрушения кладки, поскольку возникшие в этой стадии сквозные трещины не стабилизируются, а продолжают развиваться и увеличиваться без увеличения нагрузки. Поэтому действительная разрушающая нагрузка составляет 80-90% от экспериментальной разрушающей нагрузки. Многочисленные эксперименты позволили раскрыть причины возникновения первых трещин в кладке из кирпича. Установлено, что возникновение первых трещин в кладке вызывается напряжениями изгиба и среза отдельных кирпичей, в то время как напряжения сжатия составляют 15-25% от предела прочности кирпича на сжатие. Деформации изгиба отдельных кирпичей достигают значительных величин - 0,1...0,4 мм (рис. 2.4), которые при учете хрупкости кирпича являются чрезмерными. Причиной изгиба и среза кирпича в кладке при сжатии является неравномерная плотность раствора в швах.

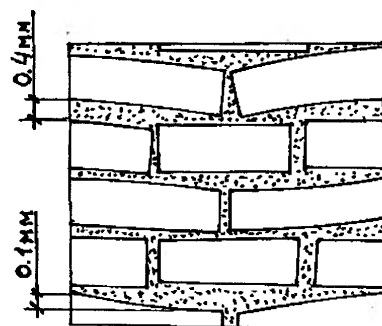


Рис. 2.4.

Последовательность разрушения кладки, выполненной из камней других видов, в общем такая же, как и при разрушении кирпичной кладки. Разница заключается в том, что с увеличением высоты камня увеличивается хрупкость кладки, и момент появления в ней первых трещин приближается к моменту разрушения.

В бутовой кладке появление первых трещин возможно как в камнях, так и в растворных швах.

2.3. Прочность кладки при центральном сжатии и факторы, влияющие на нее

Так как разрушение сжатой кладки происходит вследствие потери устойчивости образовавшихся после ее растрескивания гибких столбиков, то прочность кладки даже при очень прочном растворе всегда меньше прочности кирпича (камня) на сжатие. Теоретическая максимальная прочность кладки на растворе с пределом прочности $R_2 = \infty$ называется конструктивной прочностью кладки R^k . Конструктивная прочность кладки равна пределу прочности камня на сжатие R , умноженному на конструктивный коэффициент $A < 1$; $R^k = A \cdot R_1$. Фактическая прочность кладки значительно меньше конструктивной. Кроме марки кирпича R_1 , на величину прочности кладки оказывает влияние марка раствора R_2 и вид кладки. Величина фактической прочности кладки R может быть получена по эмпирической формуле, предложенной проф. Л. И. Онищиком

$$R = A \cdot R_1 \cdot \left(1 - \frac{a}{b + \frac{R_2}{2 \cdot R_1}} \right) \cdot \eta, \quad (2.1)$$

где R_1 и R_2 - соответственно пределы прочности камня и раствора (марки камня и раствора);

A - конструктивный коэффициент, зависящий от прочности камня и его вида ($A < 1$);

a и b - эмпирические коэффициенты, зависящие от вида кладки;

η - поправочный коэффициент для кладок на растворах низких марок.

Из формулы (2.1) видно, что рост прочности кладки с увеличением марки раствора затухает (рис. 2.5).

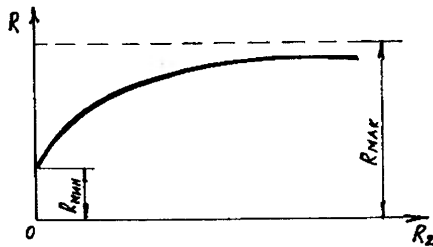


Рис. 2.5. Зависимость прочности кладки при сжатии от прочности раствора

При $R_1 = \text{const}$ зависимость (2.1) показана на рис. 2.6. Если $R_2 = 0$, то $R_0 = A \cdot R_1 \cdot \left(1 - \frac{a}{b} \right)$; $a/b < 1$, где R_0 - прочность кладки на свежееуложенном растворе. Если $R_2 = \infty$, то $R = A \cdot R_1$, где $A < 1$, т.е. меньше R_1 . Из графика рис. 2.6 можно сделать следующие выводы:

даже при самых прочных растворах используется только некоторая часть (10...30%) прочности камня, так как $A < 1$. Поэтому применение для обычных кладок растворов высоких марок (более 75) неэкономично.

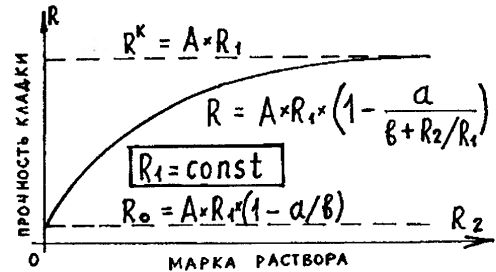


Рис. 2.6.

Кладка обладает начальной прочностью R_0 при нулевой прочности раствора.

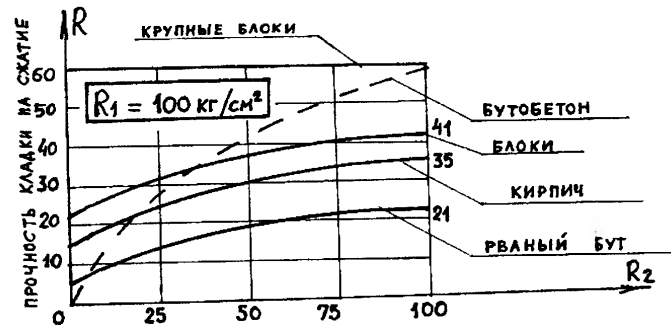


Рис. 2.7.

На основании формулы (2.1) можно сравнить между собой прочно-сти различных кладок. На рис. 2.7 показаны графики зависимости прочно-сти разных кладок при прочности камня $R_1=100 \text{ кг/см}^2$ (марка камня 100).

Анализ графиков рис. 2.7 позволяет сделать ряд выводов:

- прочность камня используется меньше всего в бутовой кладке, что объясняется неровностью постели рваного бута.

- прочность кладки из камней правильной формы возрастает с увеличением высоты ряда камня, что объясняется большой сопротивляемостью камня изгибу (так как момент сопротивления возрастает пропорционально квадрату высоты).

- прочность раствора оказывает самое большое влияние на прочно-сть кирпичной кладки ($21/5,5=3,8$), меньше влияния оказывает на прочно-сть кладки из блоков ($35/15=2,3$), еще меньше при кладке из блоков ($41/24=1,7$) и практически не влияет на прочно-сть кладки из крупных бло-ков ($60/60=1$).

- бутобетонная кладка не подчиняется формуле проф. Оницки Л.И. и в очень большой степени прочно-сть этой кладки зависит от марки раствора.

Исходной характеристикой при определении расчетных сопротивле-ний кладки является ее средний, наиболее вероятный (ожидаемый) пре-дел прочно-сти R при заданных физико - механических характеристиках камня и раствора и при качестве кладки, достигаемом в практике массового строительства. Ожидаемые пределы прочно-сти кладки установлены соглас-но средним значениям, полученным при статистической обработке резуль-татов испытаний большого количества образцов.

Расчетное сопротивление R определяется делением среднего (ожи-даемого) предела прочно-сти кладки R_u на коэффициент безопасности $k=2$ или 2.25, учитывающий как статические, так и другие факторы, кото-рые могут вызвать неблагоприятные отклонения пределов прочно-сти клад-ки от ее наиболее вероятных значений, т.е.

$$R = \frac{R_u}{k} \quad (2.2)$$

Величины расчетных сопротивлений кладки в зависимости от вида и марки камня и марки раствора для различных силовых воздействий при-ведены в разделе 3.3.

Разрушение кирпича в кладке от сжатия происходит только в по-следней стадии после расслоения кладки на столбики вследствие перегруз-ки отдельных столбиков и кирпичей.

Анализ результатов экспериментов позволил установить ряд фак-торов, влияющих на прочно-сть кладки при сжатии:

- прочно-сть кладки зависит от марки камня и марки раствора, но прочно-сть кирпича на сжатие используется незначительно. С ростом проч-ности кирпича и раствора прочно-сть кладки возрастает, но до определенно-го предела.

- при сжатии отдельные кирпичи в кладке работают на изгиб и срез, поэтому марка кирпича устанавливается из его прочно-сти на сжатие и изгиб. Изгиб и срез отдельных кирпичей происходит вследствие неравно-

мерной плотности раствора в шве; причем это в большей степени проявля-ется при слабых растворах, что подтверждается просвечиванием рентгенов-скими лучами растворного шва кладки.

- на прочно-сть кладки влияют форма поверхности кирпича и тол-щина шва: чем ровнее кирпич и тоньше шов, тем прочнее кладка.

- на прочно-сть кладки влияют размер сечения кладки (толщина стены): при уменьшении размеров сечения кладки ее прочно-сть возрастает. Это отчасти объясняется уменьшением количества швов.

- на прочно-сть кладки влияет различие деформативных свойств кирпича и раствора. Поперечное расширение кирпича при сжатии в 10 раз меньше поперечного расширения раствора, поэтому при сжатии кладки в кирпиче возникают растягивающие усилия вследствие большего удлинения раствора шва, который и растягивает кирпич благодаря сцеплению кирпича с раствором.

- прочно-сть кладки возрастает с течением времени вследствие воз-растания прочно-сти раствора.

На прочно-сть кладки при сжатии не влияет система перевязки и сцепление раствора с кирпичом.

2.4. Прочно-сть кладки при местном сжатии (смятии)

Местное сжатие (смятие) имеет место в том случае, когда сжи-мающие напряжения передаются не по всей площади сечения кладки, а только по ее части (рис. 2.8). Предел прочно-сти загруженной части кладки при местном сжатии, как показали экспериментальные исследования, выше предела прочно-сти кладки при равномерном сжатии, причем он тем выше, чем меньше площадь смятия A_c по сравнению с расчетной площадью сече-ния A . Это объясняется тем, что незагруженная часть сечения участвует в работе, оказывая сопротивление поперечным деформациям загруженной части и создавая таким образом эффект обоймы.

Расчетное сопротивление кладки при смятии определяется по фор-муле (4.8).

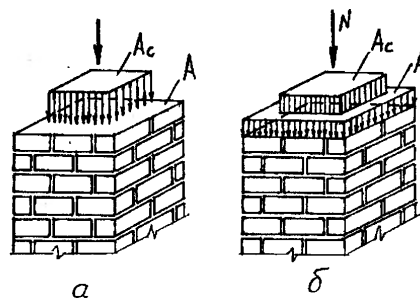


Рис. 2.8. Местное сжатие кладки: а – напряжения только на части сечения; б – часть сече-ния подвержена большим напряжениям

2.5. Прочность кладки при растяжении

Прочность каменных кладок при работе их на растяжение, срез и изгиб зависит главным образом от величины сцепления между раствором и камнем.

Различают два вида сцепления: нормальное- S (рис. 2.9,а) и касательное- T (рис. 2.9,б). Эксперименты показали, что касательное сцепление в два раза больше нормального, то есть $T=2 \cdot S$.

Величина сцепления возрастает:

- с увеличением марки раствора;
- при более шероховатой поверхности камня;
- при более чистой поверхности камня;
- при увлажнении камня.

Сцепление нарастает во времени и достигает 100% через 28 суток.

В вертикальных швах кладки, вследствие усадки раствора при твердении, сцепление его с камнем значительно ослабляется или совсем нарушается с одной из прилегающих боковых поверхностей камня.

Поэтому в расчетах сцепление в вертикальных швах не учитывается, а учитывается сцепление только в горизонтальных швах кладки.

В соответствии с касательным и нормальным сцеплением различают два вида растяжения кладки: растяжение по перевязанному и по перевязанному шву.

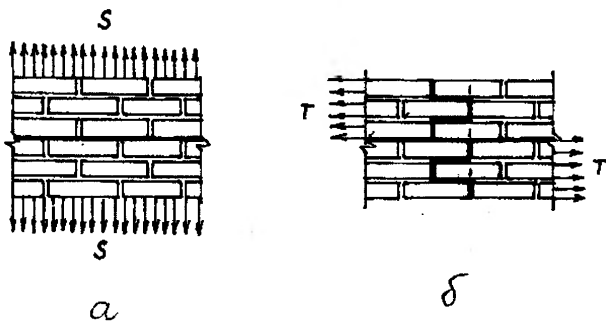


Рис. 2.9

Растяжение кладки по перевязанному шву (рис. 2.10,а) в чистом виде практически не встречается, а главным образом имеет место при работе кладки на внецентренное сжатие при больших эксцентриситетах, когда происходит растяжение кладки с одной стороны, как показано на рис. 2.10,в.

При перевязанном сечении кладка разрушается в большинстве случаев по плоскости соприкосновения камня и раствора в горизонтальных швах (возможно разрушение по раствору, в пределах камня, по плоскости, проходящей через два или три перечисленных сечения- рис. 2.10,а).

Растяжение кладки по перевязанному шву (рис. 2.10,б) встречается в конструкциях резервуаров, силосов и т.п., работающих на растяжение. В этом случае разрыву сопротивляются только участки горизонтальных швов (вертикальные швы не учитываются), в которых действует касательное сцепление. Разрушение кладки может происходить либо по раствору, либо по камням и частично по раствору при прочных растворах и малой прочности камня (если предел прочности раствора при растяжении окажется меньше сцепления между камнем и раствором, то кладка разрушается по раствору).

Величины расчетных сопротивлений кладки при растяжении - R_t по перевязанному и перевязанному шву в зависимости от марки раствора приведены в разделе 3.3.

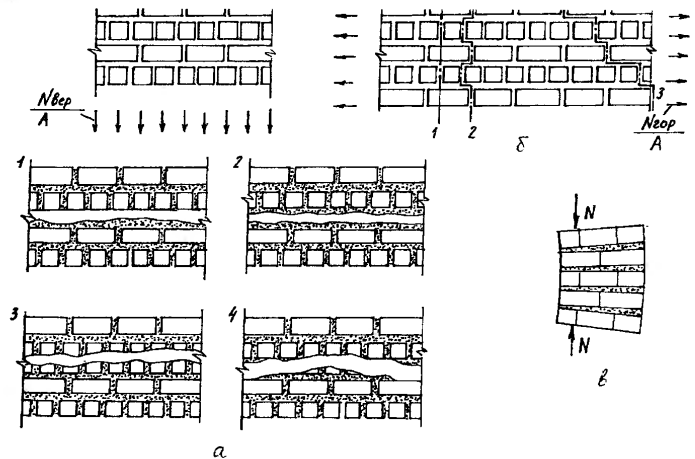


Рис. 2.10. Работа кладки из камней правильной формы на растяжение: а – по перевязанному сечению (случаи 1-4); б – по перевязанному сечению; в – по перевязанному сечению при внецентренном сжатии

2.6. Прочность кладки при срезе

Срез кладки так же, как и растяжение, может быть по перевязанному и неперевязанному шву.

При действии усилий вдоль горизонтальных швов (рис. 2.11,а) имеет место срез по неперевязанному шву, который встречается в подпорных стенах (рис. 2.11,в) или в пятовых сечениях арок (рис. 2.11,г). В этом случае сопротивление оказывает касательное сцепление раствора с камнем, а при сжимающих нормальных напряжениях в кладке сопротивление срезу увеличивается благодаря возникновению сопротивления от трения.

Предел прочности кладки при срезе по неперевязанным сечениям определяется по закону Кулона (рис. 2.11,а), согласно которому

$$R_{ср}^H = R_{сч}^{1,H} + f \cdot \sigma_0^H, \quad (2.3)$$

где $R_{сч}^{1,H}$ - касательное сцепление ($R_{сч}^{1,H} = 2 \cdot R_{сч}^H$, $R_{сч}^H$ - нормальное сцепление);

f - коэффициент трения в швах кладки, равный: 0,7 - для кладки из сплошного кирпича и камней правильной формы; 0,3 - для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами;

σ_0^H - среднее нормальное напряжение сжатия при наименьшей продольной силе.

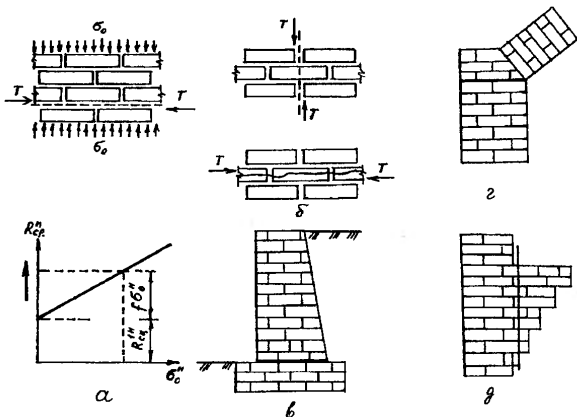


Рис. 2.11. Срез кладки из камней правильной формы: а - по неперевязанным сечениям; в, г - срез по неперевязанному шву в кладке подпорной стены и в пяте арки; д - срез кладки по перевязанному шву в консольном свесе

При действии усилий перпендикулярно горизонтальным швам (рис. 2.11,б) имеет место срез по перевязанному шву, который встречается в консольных выступах (рис. 2.11,д). В этом случае учитывается сопротивление только камня срезу без учета вертикальных швов.

Расчетное сопротивление кладки при срезе- $R_{ср}$ по перевязанному и неперевязанному шву в зависимости от марки раствора и камня приведено в разделе 3.3.

2.7. Прочность кладки при изгибе

Изгиб в каменной кладке вызывает растяжение, которым и определяется прочность кладки по растянутой зоне. Однако, если определить разрушающий момент как для упругого материала, приняв в растянутой зоне расчетное сопротивление R_t (как для центрального растяжения), то разрушающий момент оказывается примерно в 1,5 раза меньше, чем при натуральных испытаниях. Это объясняется тем, что момент внутренних усилий теоретически определялся, исходя из треугольной эпюры распределения нормальных напряжений как для упругого тела (рис. 2.12,а):

$$M_{ei} = \sigma_t \cdot \frac{b \cdot h}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot h = \sigma_t \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}. \quad (2.4)$$

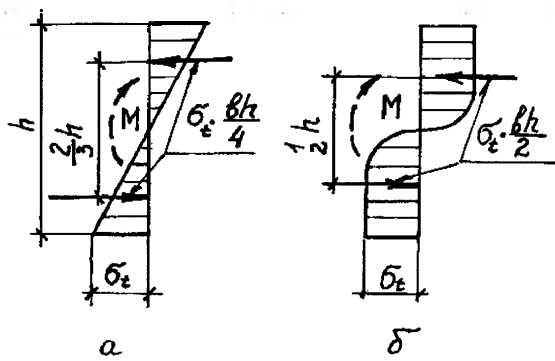


Рис. 2.12.

На самом же деле благодаря тому, что в кладке кроме упругих имеют место и пластические деформации, эпюра нормальных напряжений криволинейная (рис. 2.12,б) и, если ее принять прямоугольной (что очень близко к фактической эпюре), то получим:

$$M_{pl} = \sigma_t \cdot \frac{b \cdot h}{2} \cdot \frac{h}{2} = \sigma_t \cdot \frac{b \cdot h^2}{4}, \quad (2.5)$$

то есть в 1,5 раза больше, чем при упругой работе. В практических расчетах пользуются формулами сопротивления материалов и момент сопротивления W определяют как для упругого материала. Расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению R_b принимают примерно в 1,5 раза больше, чем расчетное сопротивление кладки при центральном растяжении R_t .

На рис. 2.13 показана часть здания, левый угол которого получил осадку, что привело к образованию трещин по косой штрабе в подоконных поясах. Эти трещины являются следствием возникновения главных растягивающих напряжений при изгибе. Значения расчетных сопротивлений кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе R_{tw} в зависимости от марки раствора и камня приведены в разделе 3.3.

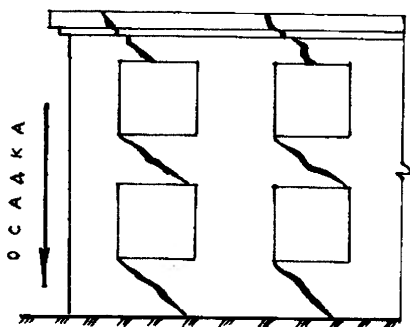


Рис. 2.13.

2.8. Деформативность кладки

В каменной кладке различают следующие деформации:

- объемные, возникающие во всех направлениях, вследствие усадки раствора и камня или от изменения температуры;
- силовые, развивающиеся, главным образом, вдоль направления действия силы.

Усадочные деформации кладки $\epsilon_{сж}$ зависят от материала кладки. Например, для кладки из обожженного глиняного кирпича усадку можно не учитывать ввиду ее малости, а для кладок из силикатного кирпича и бетонных камней $\epsilon_{сж} = 3 \cdot 10^{-4}$.

Температурные деформации кладки также зависят от материала кладки и коэффициента линейного расширения кладки- α_t . Например, для глиняного кирпича и керамических камней $\alpha_t = 0,5 \cdot 10^{-5}$, а для силикатного кирпича и бетонных камней $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5}$.

При действии нагрузки (силовые деформации) каменная кладка представляет собой упругопластический материал, и поэтому при действии нагрузки зависимость между напряжениями и деформациями не подчиняется закону Гука. Начиная с небольших напряжений в кладке, кроме упругих, развиваются и пластические деформации. Поэтому силовые деформации будут зависеть от характера приложения нагрузки и могут быть трех видов:

- деформации при однократном нагружении кратковременной нагрузкой;
- деформации при длительном действии нагрузки;
- деформации при многократных повторных нагрузках.

Если каменную кладку нагружать очень быстро и довести до разрушения за несколько секунд, то в кладке возникнут только упругие деформации и кладка будет работать как упругий материал, а зависимость между напряжениями и деформациями будет линейной.

Если каменную кладку в лабораторных условиях загружать в течение одного часа постепенно до разрушения, то зависимость между напряжениями и деформациями получается нелинейной; для данного случая кривая зависимости σ - ϵ показана на рис. 2.14.

Таким образом, полные деформации будут складываться из упругих и неупругих. В этом случае модуль деформации кладки- E будет величиной переменной:

$$E = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = \operatorname{tg} \varphi .$$

С возрастанием напряжения угол φ уменьшается и, следовательно, уменьшается и модуль деформаций.

Наибольшее значение модуль деформаций будет иметь при $\varphi=\varphi_0$, то есть $E_0=\operatorname{tg}\varphi_0$ - это начальный или мгновенный модуль упругости, величина которого для данного вида кладки является постоянной.

Экспериментально установлено, что начальный модуль деформаций E_0 (модуль упругости кладки) пропорционален временному сопротивлению сжатию кладки - R_u .

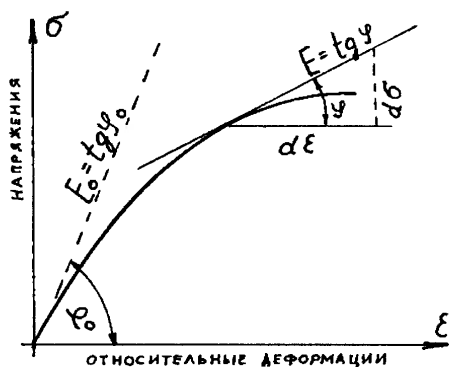


Рис. 2.14.

3. Общие положения расчета каменных конструкций по методу предельных состояний

3.1. Основные положения расчета

Под предельным понимают такое состояние, при котором конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней эксплуатационным требованиям, то есть теряет способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получает недопустимые деформации или местные повреждения.

Каменные конструкции должны отвечать требованиям прочности, устойчивости, выносливости (предельные состояния первой группы), а также требованиям пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы).

Расчет по первой группе предельных состояний должен предотвратить конструкцию от:

- разрушения (расчет на прочность);
- потери устойчивости формы конструкции (расчет на продольный изгиб, расчет устойчивости тонкостенных конструкций и т.п.);
- потери устойчивости положения (расчет на опрокидывание, скольжение, всплытие);
- усталостного разрушения (расчет на выносливость при многократно повторных нагрузках);
- разрушения при совместном воздействии силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (попеременного замораживания-оттаивания, увлажнения-высушивания, действия агрессивной среды).

Расчет по второй группе предельных состояний должен предотвратить конструкции от:

- чрезмерных деформаций;
- недопустимого раскрытия трещин;
- расслоения многослойной кладки (отслоения облицовки).

3.2. Нагрузки и воздействия

Согласно СНиП 2.01.07-85* в зависимости от продолжительности действия различают постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые) нагрузки.

К постоянным нагрузкам относят:

- а) вес частей зданий и сооружений;
- б) вес и давление грунтов (насыпей, насыпок).

Собственный вес 1 м³ каменных кладок из сплошных крупных блоков, изготовленных из бетона или выпиленных из природного камня, принимается равным плотности этих материалов. Реальные плотности бетонов с учетом их влажности в условиях эксплуатации и природных камней из различных горных пород приведены в табл. 3.1.

Таблица 3.1

Плотность бетонов и природных камней

Наименование материала	Плотность материала, кг/м ³
Тяжелый вибрированный бетон на щебне изверженных пород	2400
То же на известковом щебне	2300
Керамзитобетон	900...1800
Шлакобетон	1400...1600
Конструктивные ячеистые бетоны	700...1400
Доломит	2200...2800
Известняк плотный, прочный	2000...2600
Мрамор	2500...2800
Песчаник	2100...2800
Гранит, диорит, габбро	2500...3200
Базальт	2700...3300
Диабаз	3000
Вулканические туфы	900...1500
Известняки пористые (ракушечники) с пределом прочности при сжатии, МПа: 0,4 ... 3,5 3,5 ... 15,0	900...1600 1500...2000

Плотность виброкирпичных панелей принимается равной 1850 кг/м³. Плотность стен и столбов, выполненных ручной кладкой, с учетом фактически образуемой в кладке пустотности швов, приведена в табл. 3.2.

Таблица 3.2

Плотность ручной кладки различных видов

Вид кладки	Плотность камня, кг/м ³	Плотность кладки, кг/м ³
Из природного камня правильной формы на тяжелом растворе	2800	2680
То же	2000	1960
То же	1200	1260
Бутовая	2800	2420
Бутовая из известняка	2200...2500	2100
Сплошная из кирпича на тяжелом растворе	1700...2000	1800
Сплошная из кирпича на легком растворе	1700...2000	1700
Из пустотелой керамики, пустотелого, дырчатого, пористо-дырчатого или пористого кирпича	1450	1500
То же	1300	1400
Из сплошных шлакобетонных камней	1400...1600	1600
Из шлакобетонных камней с щелевыми пустотами (пустотность камней 26%)	1040...1180	1250
Из трехпустотных шлакобетонных камней со сквозными пустотами и засыпкой пустот шлаком (пустотность камней 35%, плотность шлака 1000 кг/м ³)	910...1040	1400

По приведенным в табл. 3.1, 3.2 плотностям определяются нормативные нагрузки от собственного веса каменных конструкций. Расчетная нагрузка от собственного веса определяется путем умножения нормативного значения на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1,1$ для учета вероятного увеличения плотности материала или утолщения стен (в пределах допуска по толщине). Если наиболее невыгодные условия работы кладки будут при минимальном значении продольной силы, например, при расчете на опрокидывание, то расчетная нагрузка от собственного веса определяется умножением нормативных нагрузок на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=0,9$.

Плотность различных грунтов приведена в табл. 3.3.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для грунтов принимается равным:

- в природном залегании- 1,1;
- насыпных- 1,15.

Таблица 3.3

Плотность грунтов

Вид грунта	Плотность, кг/м ³
Песок:	
крупнозернистый сухой	1500
мелкозернистый сухой	1600
мелкозернистый влажный	1800
мелкозернистый, насыщенный влагой	2000
Галька:	
угловая	1800
округлая	1900
Щебень	
Насыпной грунт:	
разрыхленный сухой	1400
разрыхленный влажный	1600
разрыхленный, насыщенный влагой	1800
утрамбованный сухой	1700
утрамбованный влажный	1900
Суглинок:	
разрыхленный сухой	1500
разрыхленный влажный	1600
разрыхленный, насыщенный влагой	2000
утрамбованный сухой	1800
утрамбованный влажный	1900
Глина:	
разрыхленная сухая	1600
разрыхленная мокрая	2000
плотная влажная	2500

При определении нагрузок от грунта необходимо учитывать нагрузки от складываемых материалов, оборудования и транспортных средств, передаваемых на грунт.

К временным длительным нагрузкам относятся:

а) вес временных перегородок, подливок и подбетонок под оборудование;

б) вес стационарного оборудования, предназначенного для длительной эксплуатации на определенном месте, а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование;

в) нагрузки на перекрытиях от складываемых материалов в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах, библиотеках и других подобных помещениях;

г) нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытиях жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с пониженными нормативными значениями (приведены в табл. 3.4);

д) снеговые нагрузки с пониженным нормативным значением, определяемым умножением полного нормативного значения, приведенного в табл. 3.5, на коэффициент: 0,3 - для III снегового района; 0,5 - для IV района; 0,6 - для V и VI районов.

К временным кратковременным нагрузкам относятся:

а) нагрузки на перекрытиях жилых и общественных зданий от веса людей, мебели и подобного легкого оборудования;

б) снеговые с полным нормативным значением, ветровые нагрузки, различного рода монтажные воздействия и т.п.

Временные особые нагрузки включают:

а) сейсмические и взрывные воздействия;

б) нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования.

Расчет конструкций и оснований по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок различают следующие сочетания нагрузок:

- основные, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;

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

При учете сочетаний, включающих постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок или соответствующих им усилий следует умножать на коэффициенты сочетаний, равные:

а) в основных сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1=0,95$; для кратковременных - $\psi_2=0,9$;

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

Таблица 3.4

Равномерно распределенные нагрузки *

Назначение зданий и помещений	Нормативные значения нагрузок p , кПа (кгс/м ²)	
	полное	пониженное
1	2	3
Квартиры жилых зданий; спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5 (150)	0,3 (30)
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	2,0 (200)	0,7 (70)
Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения; лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения для электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; технические этажи; подвальные помещения	Не менее 2,0 (200)	Не менее 1,0 (100)
Залы:		
а) читальные	2,0 (200)	0,7 (70)
б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых)	3,0 (300)	1,0 (100)
в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные	4,0 (400)	1,4 (140)
г) торговые, выставочные и экспозиционные	не менее 4,0 (400)	не менее 1,4 (140)
Книгохранилища, архивы	не менее 5,0 (500)	не менее 5,0 (500)
Сцены зрелищных предприятий	не менее 5,0 (500)	не менее 1,8 (180)
Трибуны:		
а) с закрепленными сиденьями	4,0 (400)	1,4 (140)
б) для стоящих зрителей	5,0 (500)	1,8 (180)
Чердачные помещения	0,7 (70)	-

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

* СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия/ Госстрой России. - М.: ГУП ЦПП, 2000.

- для квартир жилых зданий, общежитий и гостиниц, палат больниц и санаториев, служебных помещений, бытовых помещений промышленных предприятий

$$\psi_{n,1} = 0.4 + \frac{\psi_{A_1} - 0.4}{\sqrt{n}}; \quad (3.1)$$

- для читальных, обеденных, торговых залов, участков обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях

$$\psi_{n,2} = 0.5 + \frac{\psi_{A_2} - 0.5}{\sqrt{n}}; \quad (3.2)$$

$$\text{где } \psi_{A_1} = 0.4 + \frac{0.6}{\sqrt{A_1}}; \quad \psi_{A_2} = 0.5 + \frac{0.5}{\sqrt{A_2}}; \quad (3.3)$$

A - грузовая площадь рассчитываемого элемента;

$A > A_1 = 9 \text{ м}^2$ при определении $\psi_{n,1}$;

$A > A_2 = 36 \text{ м}^2$ при определении $\psi_{n,2}$;

n - общее число перекрытий, от которых рассчитываются нагрузки на элемент.

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для равномерно распределенных нагрузок следует принимать:

1,3 - при полном нормативном значении менее 2,0 кПа (200 кгс/м²);

1,2 - при полном нормативном значении 2,0 кПа (200 кгс/м²) и более.

Коэффициент надежности по нагрузке от веса временных перегородок- $\gamma_f = 1,1$.

Полное нормативное значение снеговой нагрузки на 1 м² горизонтальной проекции покрытия определяют по формуле

$$S = S_0 \cdot \mu, \quad (3.4)$$

где S_0 - нормативное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемое в зависимости от снегового района РФ. Значение S_0 приведено в табл. 3.5.

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие.

При расчете стен, столбов и фундаментов зданий без перепадов высот μ принимается равным 1.

Таблица 3.5

Вес снегового покрова S_0 на 1 м² площади горизонтальной поверхности земли

Снеговые районы РФ	I	II	III	IV	V	VI
Нормативная нагрузка, кПа (кгс/м ²)	0,5 (50)	0,7 (70)	1,0 (100)	1,5 (150)	2,0 (200)	2,5 (250)

Коэффициент надежности по нагрузке для снеговой нагрузки принимается равным $\gamma_f = 1,4$.

3.3. Расчетные сопротивления кладки

Прочностные характеристики каменной кладки, принимаемые в расчетах, определяются на основании многочисленных испытаний образцов кладки.

Нормативное сопротивление кладки определяется как минимальное контролируемое значение предела прочности кладки при гарантированной прочности с обеспеченностью 0,95.

Расчетное сопротивление кладки получается из нормативного делением на коэффициент безопасности по материалу.

Расчетные сопротивления кладки сжатию в ряде случаев умножают на коэффициент условия работы- γ_c , величина которого больше единицы при благоприятных условиях и меньше единицы при неблагоприятных условиях.

Расчетные сопротивления сжатию R различных видов кладок приведены в табл. 3.6+3.13.

Расчетные сопротивления кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению R_t , растяжению при изгибе R_{fb} , главным растягивающим напряжениям при изгибе R_{tw} и срезу R_{sq} при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам, приведены в табл. 3.14.

Расчетные сопротивления кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению R_t , растяжению при изгибе R_{fb} , срезу R_{sq} и главным растягивающим напряжениям при изгибе R_{tw} при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню, приведены в табл. 3.15.

Расчетные сопротивления арматуры R_s для армокаменных конструкций, принятые по [3] в соответствии с указаниями п. 3.19 [1], приведены в табл. 3.16.

Расчетные сопротивления кладки сжатию, приведенные в табл. 3.6+3.12 следует умножать на коэффициенты условий работы γ_c , равные:

- 0,8 - для столбов и простенков площадью сечения 0,3 м² и менее;
- 0,6 - для элементов круглого сечения, выполненных из обыкновенного (нелегального) кирпича, неармированных сетчатой арматурой;
- 1,1 - для конструкций из крупных блоков и камней, изготовленных из тяжелых бетонов и из природного камня ($\rho \geq 1800 \text{ кг/м}^3$);
- 0,9 - для кладки из блоков и камней из автоклавных ячеистых бетонов и из силикатных бетонов классов по прочности выше В25;
- 0,8 - то же из крупнопористых бетонов и из неавтоклавных бетонов. Виды ячеистых бетонов принимают в соответствии с ГОСТ 25485-82;
- 1,15 - для кладки после длительного периода твердения раствора (более года);
- 0,85 - для кладки из силикатного кирпича на растворе с добавками поташа;
- 0,9 - для зимней кладки, выполняемой на растворах с противоморозными химическими добавками при среднесуточной температуре ниже -15°C;

ж) 0,9 - для кирпичной и каменной кладки, выполненной при среднесуточной температуре до -15°C способом замораживания и способом замораживания с обогревом возведенных конструкций на растворах без противоморозных добавок в законченном здании;

з) 0,8 - то же, для кладки, выполненной при температуре до -30°C .

Таблица 3.6

Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50...150 мм на тяжелых растворах

Марка кирпича или камня	Марка раствора								Прочность раствора, МПа	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевая
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	-	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	-	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	-	-	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5
50	-	-	-	1,1	1,0	0,9	0,7	0,6	0,5	0,35
25	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,6	0,45	0,4	0,25

Примечания:

Расчетные сопротивления кладки на растворах марок от 4 до 50 снижаются умножением на понижающие коэффициенты:

0,85 - для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести или глины), на легких и известковых растворах в возрасте до 3 месяцев;

0,9 - для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами.

Расчетные сопротивления сжатию кладки из силикатных пустотелых (с круглыми пустотами диаметром не более 35 мм и пустотностью до 25%) кирпичей толщиной 88 мм и камней толщиной 138 мм принимаются с коэффициентами:

0,8 - на растворах нулевой прочности и прочности 0,2 МПа;

0,85; 0,9 и 1,0 - соответственно на растворах марок 4, 10, 25 и выше.

Таблица 3.7

Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию виброкирпичной кладки на тяжелых растворах

Марка кирпича	Марка раствора				
	200	150	100	75	50
300	5,6	5,3	4,8	4,5	4,2
250	5,2	4,9	4,4	4,1	3,7
200	4,8	4,5	4,0	3,6	3,3
150	4,0	3,7	3,3	3,1	2,7
125	3,6	3,3	3,0	2,9	2,5
100	3,1	2,9	2,7	2,6	2,3
75	-	2,5	2,3	2,2	2,0

Примечания: 1. Расчетные сопротивления сжатию кирпичной кладки, вибрированной на вбродстолах, принимаются по таблице с коэффициентом 1,05.

2. Расчетные сопротивления сжатию виброкирпичной кладки толщиной более 30 см принимаются по таблице с коэффициентом 0,85.

3. Расчетные сопротивления, приведенные в таблице, относятся к участкам кладки шириной не менее 40 см. Для самонесущих и ненесущих стен допускается применение панелей шириной от 25 до 38 см, при этом расчетные сопротивления кладки принимаются с коэффициентом 0,8.

Таблица 3.8

Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию кладки из крупных сплошных блоков из бетонов всех видов и блоков из природного камня (пиленых или чистой тески) при высоте ряда кладки 500...1000 мм

Классы бетона	Марка камня	Марка раствора								Нулевая прочность раствора
		200	150	100	75	50	25	10		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
-	1000	17,9	17,5	17,1	16,8	16,5	15,8	14,5	11,3	
-	800	15,2	14,8	14,4	14,1	13,8	13,3	12,3	9,4	
-	600	12,8	12,4	12,0	11,7	11,4	10,9	9,9	7,3	
-	500	11,1	10,7	10,3	10,1	9,8	9,3	8,7	6,3	
B30	400	9,3	9,0	8,7	8,4	8,2	7,7	7,4	5,3	
B25	300	7,5	7,2	6,9	6,7	6,5	6,2	5,7	4,4	
B20	250	6,7	6,4	6,1	5,9	5,7	5,4	4,9	3,8	
B15	200	5,4	5,2	5,0	4,9	4,7	4,3	4,0	3,0	
B12,5	150	4,6	4,4	4,2	4,1	3,9	3,7	3,4	2,4	
B7,5	100	-	3,3	3,1	2,9	2,7	2,6	2,4	1,7	
B5	75	-	-	2,3	2,2	2,1	2,0	1,8	1,3	
B3,5	50	-	-	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	0,85	
B2,5	35	-	-	-	-	1,1	1,0	0,9	0,6	
B2	25	-	-	-	-	0,9	0,8	0,7	0,5	

Примечания:

1. Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных блоков высотой более 1000 мм принимаются с коэффициентом 1,1.

2. Классы бетона следует принимать по табл. 1 СТ СЭВ 1406-78. За марку блоков из природного камня следует принимать предел прочности на сжатие МПа (кг/см^2), эталонного образца - куба, испытанного согласно требованиям ГОСТ 10180-78 и ГОСТ 8462-75.

3. Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных бетонных блоков и блоков из природного камня, растворные швы в которой выполнены под рамку с разравниванием и уплотнением рейкой (о чем указывается в проекте), допускается принимать по табл. 3.8 с коэффициентом 1,2.

4. Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных пустотелых бетонных блоков различных типов снижаются умножением на коэффициенты (при отсутствии экспериментальных данных) 0,9; 0,5 и 0,25, при значениях пустотности блоков, соответственно равных или менее 5; 25 и 45%, где процент пустотности определяется по среднему горизонтальному сечению. Для промежуточных значений процента пустотности указанные коэффициенты определяются интерполяцией.

Таблица 3.9

Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию кладки из сплошных бетонных, гипсобетонных и природных камней пиленых или чистой тески при высоте ряда кладки 200...300 мм

Марка камня	Марка раствора								Прочность раствора, МПа	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевая
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1000	13,0	12,5	12,0	11,5	11,0	10,5	9,5	8,5	8,3	8,0
800	11,0	10,5	10,0	9,5	9,0	8,5	8,0	7,0	6,8	6,5
600	9,0	8,5	8,0	7,8	7,5	7,0	6,0	5,5	5,3	5,0
500	7,8	7,3	6,9	6,7	6,4	6,0	5,3	4,8	4,6	4,3
400	6,5	6,0	5,8	5,5	5,3	5,0	4,5	4,0	3,8	3,5

Окончание таблицы 3.9

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
300	5,8	4,9	4,7	4,5	4,3	4,0	3,7	3,3	3,1	2,8
200	4,0	3,8	3,6	3,5	3,3	3,0	2,8	2,5	2,3	2,0
150	3,3	3,1	2,9	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5
100	2,5	2,4	2,3	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0
75	-	-	1,9	1,8	1,7	1,5	1,4	1,2	1,1	0,8
50	-	-	1,5	1,4	1,3	1,2	1,0	0,9	0,8	0,6
35	-	-	-	-	1,0	0,95	0,85	0,7	0,6	0,45
25	-	-	-	-	0,8	0,75	0,65	0,55	0,5	0,35
15	-	-	-	-	-	0,5	0,45	0,38	0,35	0,25

Примечания:

Расчетные сопротивления кладки из сплошных шлакобетонных камней на шлаках от сжигания бурых и смешанных углей снижаются умножением на коэффициент 0,8.

Кладку стен из гипсобетонных камней допускается применять только для стен со сроком службы до 25 лет с понижением расчетного сопротивления на 30% в районах с сухим климатом и на 50% в прочих районах для кладки наружных стен и на 20% для кладки внутренних стен.

Расчетные сопротивления кладки из бетонных и природных камней марки 150 и выше с ровными поверхностями и допусками по размерам, не превышающими ±2 мм, при толщине растворных швов не более 5 мм, выполненных на цементных пастах или клеевых составах, допускается принимать по табл. 3.9 с коэффициентом 1,3.

Если высота ряда кладки не соответствует указанной в табл. 3.6, 3.8, 3.9, то расчетные сопротивления принимаются:

а) при высоте ряда от 150 до 200 мм - как среднее арифметическое значений, указанных в табл. 3.6, 3.9;

б) при высоте ряда от 300 до 500 мм - по интерполяции между значениями, принятыми по табл. 3.8, 3.9.

Таблица 3.10

Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию кладки из пустотелых бетонных камней при высоте ряда кладки 200 ... 300 мм

Марка камня	Марка раствора						Прочность раствора, МПа	
	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевая
150	2,7	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,7	1,3
125	2,4	2,3	2,1	1,9	1,7	1,6	1,4	1,1
100	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	0,9
75	1,6	1,5	1,4	1,3	1,1	1,0	0,9	0,7
50	1,2	1,15	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,5
35	-	-	0,9	0,8	0,7	0,6	0,55	0,4
25	-	-	0,7	0,65	0,55	0,5	0,45	0,3

Примечание. См. примечания 1 и 2 к табл. 3.9.

Таблица 3.11

Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию кладки из природных камней низкой прочности правильной формы (пиленых и чистой тески)

Вид кладки	Марка камня	Марка раствора			Прочность раствора, МПа	
		25	10	4	0,2	нулевая
Из природных камней при высоте ряда до 150 мм	25	0,6	0,45	0,35	0,3	0,2
	15	0,4	0,35	0,25	0,2	0,13
	10	0,3	0,25	0,2	0,18	0,1
	7	0,25	0,2	0,18	0,15	0,07
То же при высоте ряда 200...300 мм	10	0,38	0,33	0,28	0,25	0,2
	7	0,28	0,25	0,23	0,2	0,12
	4	-	0,15	0,14	0,12	0,08

Примечания к таблице 3.11:

1. Расчетные сопротивления сжатию кладки из сырового кирпича и грунтовых камней принимаются с коэффициентами:

0,7- для кладки наружных стен в зонах с сухим климатом;

0,5- то же, в прочих зонах;

0,8- для кладки внутренних стен.

2. Кладку стен из сырового кирпича и грунтовых камней разрешается применять только для зданий с предполагаемым сроком службы не более 25 лет.

3. Расчетные сопротивления сжатию кладки из природного камня, указанные в табл. 3.8, 3.9 и 3.11, принимают с коэффициентами:

0,8- для кладки из камней полученной тески (выступы не более 10 мм);

0,7- из камней грубой тески (выступы до 20 мм).

Таблица 3.12

Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию бутовой кладки из рваного бута

Марка рваного бутового камня	Марка раствора						Прочность раствора, МПа	
	100	75	50	25	10	4	0,2	нулевая
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1000	2,5	2,2	1,8	1,2	0,8	0,5	0,4	0,33
800	2,2	2,0	1,6	1,0	0,7	0,45	0,33	0,28
600	2,0	1,7	1,4	0,9	0,65	0,4	0,3	0,22
500	1,8	1,5	1,3	0,85	0,6	0,38	0,27	0,18
400	1,5	1,3	1,1	0,8	0,55	0,33	0,23	0,15
300	1,3	1,15	0,95	0,7	0,5	0,3	0,2	0,12
200	1,1	1,0	0,8	0,6	0,45	0,28	0,18	0,08
150	0,9	0,8	0,7	0,55	0,4	0,25	0,17	0,07
100	0,75	0,7	0,6	0,5	0,35	0,23	0,15	0,05
50	-	-	0,45	0,35	0,25	0,2	0,13	0,03
35	-	-	0,36	0,29	0,22	0,18	0,12	0,02
25	-	-	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1	0,02

Примечания:

1. Для промежуточных марок камня расчетные сопротивления принимаются по интерполяции;

2. Расчетные сопротивления для бутовой кладки даны в возрасте 3 мес. для марок раствора 4 и более. При этом марка раствора определяется в возрасте 28 дн. Для кладки в возрасте 28 дн. расчетные сопротивления, приведенные в табл. 3.12, для растворов марки 4 и более следует принимать с коэффициентом 0,8;

3. Для кладки из постелистого бутового камня расчетное сопротивление умножается на коэффициент 1,5;

4. Расчетное сопротивление бутовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, повышается: на 0,1 МПа- при кладке с последующей засыпкой пазух котлована грунтом; на 0,2 МПа- при кладке в траншеях «враспор» с нетронутым грунтом, а также после длительного уплотнения засыпанного в пазухи грунта (при надстройках). Повышение расчетного сопротивления бутовой кладки не распространяется на зимнюю бутовую кладку, выполняемую методом замораживания на растворах со специальными химическими добавками.

Таблица 3.13

Расчетные сопротивления R , МПа, сжатию бутобетона (невибрированного)

Вид бутобетона	Класс бетона					
	B15	B12,5	B7,5	B5	B3,5	B2,5
С рваным камнем марки 200 и выше	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,7
То же марки 100 и 50 или с кирпичным боем	-	-	-	2,2	1,8	1,5
	-	-	-	2,0	1,7	1,3

Примечание. При вибрировании бутобетона расчетные сопротивления сжатию принимаются с коэффициентом 1,15.

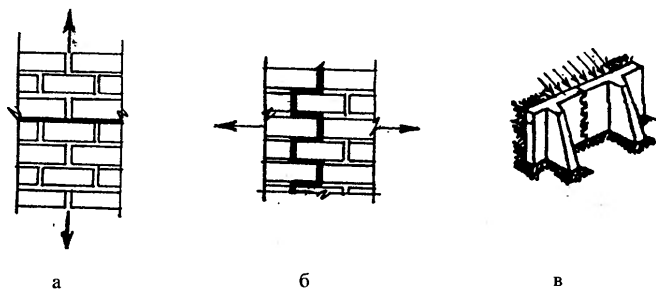


Рис. 3.1. Растяжение кладки: а - по неперевазанному сечению; б - по перевязанному сечению; в - при изгибе по перевязанному сечению

Таблица 3.14

Расчетные сопротивления кладки осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе

Вид напряженного состояния	Обозначения	Расчетные сопротивления R , МПа (кгс/см^2), кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам				при прочности раствора 0,2 (2)
		при марке раствора				
		50 и выше	25	10	4	
1	2	3	4	5	6	7
А. Осевое растяжение 1. По неперевазанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление; рис. 3.1,а) 2. По перевязанному сечению (рис. 3.1,б): а) для кладки из камней правильной формы б) для бутовой кладки	R_t	0,08 (0,8)	0,05 (0,5)	0,03 (0,3)	0,01 (0,1)	0,005 (0,05)
		0,16 (1,6)	0,11 (1,1)	0,05 (0,5)	0,02 (0,2)	0,01 (0,1)
		0,12 (1,2)	0,08 (0,8)	0,04 (0,4)	0,02 (0,2)	0,01 (0,1)
Б. Растяжение при изгибе 3. По неперевазанному сечению для кладки всех видов и по косо́й штрабе (главные растягивающие напряжения при изгибе) 4. По перевязанному сечению (рис. 3.1,в): а) для кладки из камней правильной формы б) для бутовой кладки	$R_{\text{из}}$ (R_{w})	0,12 (1,2)	0,08 (0,8)	0,04 (0,4)	0,02 (0,2)	0,01 (0,1)
		0,25 (2,5)	0,16 (1,6)	0,08 (0,8)	0,04 (0,4)	0,02 (0,2)
		0,18 (1,8)	0,12 (1,2)	0,06 (0,6)	0,03 (0,3)	0,015 (0,15)

Окончание табл. 3.14

1	2	3	4	5	6	7
<i>В. Срез</i>	R_{sq}	0,16 (1,6)	0,11 (1,1)	0,05 (0,5)	0,02 (0,2)	0,01 (0,1)
5. По непрерыванному сечению для кладки всех типов (касательное сцепление)		0,24 (2,4)	0,16 (1,6)	0,08 (0,8)	0,04 (0,4)	0,02 (0,2)
6. По перевязанному сечению для бутовой кладки						

Примечания: 1. Расчетные сопротивления отнесены ко всему сечению разрыва или среза кладки, перпендикулярному или параллельному (при срезе) направлению усилия.
2. Расчетные сопротивления кладки, приведенные в табл. 3.14, следует принимать с коэффициентами: для кирпичной кладки с вибрированием на вибростолах при расчете на особые воздействия - 1,4; для вибрированной кирпичной кладки из глиняного кирпича пластического прессования, а также для обычной кладки из дырчатого и щелевого кирпича и пустотелых бетонных камней - 1,25; для невибрированной кирпичной кладки на жестких цементных растворах без добавки глины или извести - 0,75; для кладки из полнотелого и пустотелого силикатного кирпича - 0,7, а из силикатного кирпича, изготовленного с применением мелких (барханных) песков по экспериментальным данным; для зимней кладки, выполняемой способом замораживания - по табл. 8.1. При расчете по раскрытию трещин расчетные сопротивления растяжению при изгибе R_b для всех видов кладки следует принимать по табл. 3.14 без учета коэффициентов, указанных в настоящем примечании.
3. При отношении глубины перевязки кирпича (камня) правильной формы к высоте ряда кладки менее единицы расчетные сопротивления кладки осевому растяжению и растяжению при изгибе по перевязанным сечениям принимаются равными величинам, указанным в табл. 3.14, умноженным на значения отношения глубины перевязки к высоте ряда.

Таблица 3.15

Расчетные сопротивления кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу и главным растягивающим напряжениям при изгибе при расчете кладки по перевязанному сечению

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

Примечания к таблице 3.15:

1. Расчетные сопротивления осевому растяжению R_t , растяжению при изгибе R_b и главным растягивающим напряжениям R_{rw} отнесены ко всему сечению разрыва кладки.
2. Расчетные сопротивления срезу по перевязанному сечению R_{sq} отнесены только к площади сечения кирпича или камня (площади сечения нетто) за вычетом площади сечения вертикальных швов.

Таблица 3.16

Нормативные сопротивления арматуры в армированной кладке

Вид армирования конструкций	Класс арматуры					
	А-I		А-II		Вр-I	
	R_{sn} МПа (кг/см^2)	R_{ss} МПа (кг/см^2)	R_{sn} МПа (кг/см^2)	R_{ss} МПа (кг/см^2)	R_{sn} МПа (кг/см^2)	R_{ss} МПа (кг/см^2)
1. Сетчатое армирование	235 (2400)	170 (1720)	-	-	295 (3000)	245 (2500)
2. Продольная арматура в кладке:						
а) продольная арматура растянутая	235 (2400)	225 (2300)	295 (3000)	280 (2850)	490 (5000)	410 (4200)
б) то же, сжатая	235 (2400)	200 (2040)	295 (3000)	195 (2000)	295 (3000)	245 (2500)
в) отогнутая арматура и хомуты	235 (2400)	190 (1910)	295 (3000)	225 (2280)	295 (3000)	245 (2500)
3. Анкеры и связи в кладке:						
а) на растворе марки 25 и выше	235 (2400)	200 (2065)	295 (3000)	250 (2570)	295 (3000)	330 (3340)
б) на растворе марки 10 и ниже	235 (2400)	115 (1150)	295 (3000)	140 (1430)	295 (3000)	245 (2500)

Примечания:
1. При применении других видов арматурных сталей расчетные сопротивления, приведенные в СНиП 3.03.01-84*, принимаются не выше, чем для арматуры классов А-II или соответственно Вр-I.
2. При расчете зимней кладки, выполненной способом замораживания, расчетные сопротивления арматуры при сетчатом армировании принимаются с дополнительным коэффициентом условий работы γ_{ct} : $\gamma_{ct}=0,5$ - сжатие кладки в стадии оттаивания; $\gamma_{ct}=0,7$ - то же отвердевшей (после оттаивания).

Таблица 3.17

Расчетные сопротивления арматуры обоям, МПа (кГс/см²)

Вид армирования	Класс арматуры	
	А-I	А-II
Поперечная арматура	150 (1530)	190 (1940)
Продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму	43 (440)	55 (560)
То же, при передаче нагрузки на обойму с одной стороны	130 (1325)	160 (1630)
То же, при передаче нагрузки с двух сторон	190 (1940)	240 (2450)

3.4. Модули упругости и деформаций кладки, упругие характеристики кладки, коэффициенты линейного расширения и трения

Модуль упругости, или начальный модуль деформаций неармированной кладки при кратковременной нагрузке определяется по формуле

$$E_0 = \alpha \cdot R_u \cdot \quad (3.5)$$

а для кладки с продольным армированием

$$E_0 = \alpha \cdot R_{sku} \cdot \quad (3.6)$$

В формулах (3.5) и (3.6) α - упругая характеристика кладки, значения которой приведены в табл. 3.19.

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

Для кладки с продольным армированием упругая характеристика принимается такой же, как для неармированной кладки.

В формулах (3.5), (3.8) R_u - временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки, определяемое по формуле

$$R_u = k \cdot R \cdot \quad (3.7)$$

где k - коэффициент, принимаемый по табл. 3.18;

R - расчетные сопротивления сжатию кладки по табл. 3.6 . . . 3.13 с учетом коэффициентов, приведенных в примечаниях к этим таблицам.

Таблица 3.18

Значения коэффициента k

Вид кладки	Коэффициент k
1. Из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков, рваного бута и бутобетона, кирпичная вибрированная	2,0
2. Из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов	2,25

Упругая характеристика кладки с сетчатым армированием определяется по формуле

$$\alpha_{sk} = \frac{\alpha \cdot R_u}{R_{sk}} \cdot \quad (3.8)$$

Таблица 3.19

Значения упругой характеристики кладки α

№ п/п	Вид кладки	Марка раствора			Прочность раствора, МПа	
		25...200	10	4	0,2	нулевая
1	2	3	4	5	6	7
1	Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ($\rho \geq 1800$ кг/м ³)	1500	1000	750	750	500
2	Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3	Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
4	Из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов: автоклавных неавтоклавных	750 500	750 500	500 350	500 350	350 350
5	Из камней из ячеистых бетонов: автоклавных неавтоклавных	750 500	500 350	350 200	350 200	200 200
6	Из керамических камней	1200	1000	750	500	350
7	Из кирпича глиняного пластического прессования, полнотелого; из пустотелых силикатных камней; из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного; из легких природных камней	1000	750	500	350	200
8	Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9	Из кирпича глиняного полусухого прессования, полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200

Примечания к таблице 3.19:

1. При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью $l_0/i \leq 28$ или отношением $l_0/h \leq 8$ (l_0 - расчетная высота элемента; i - наименьший радиус инерции сечения элемента; h - меньший размер прямоугольного сечения) разрешается принимать значения упругой характеристики кладки из кирпича всех видов такими же, как из кирпича пластического прессования.
2. Приведенные в п. 7...9 таблицы значения упругой характеристики α для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки.
3. Упругая характеристика бутобетона принимается равной $\alpha=2000$.
4. Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики, представленные в табл. 3.19, принимаются с коэффициентом 0,7.

В формулах (3.6) и (3.8) R_{sku} - временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150 мм, определяемое по формулам:

для кладки с продольной арматурой

$$R_{sku} = k \cdot R + \frac{R_{sn} \cdot \mu}{100}; \quad (3.9)$$

для кладки с сетчатой арматурой

$$R_{sku} = k \cdot R + \frac{2 \cdot R_{sn} \cdot \mu}{100}; \quad (3.10)$$

где μ - процент армирования кладки, который для кладки с продольной арматурой равен $\mu = \frac{A_s}{A_k} \cdot 100$;

A_s и A_k - соответственно площади сечения арматуры и кладки;

R_{sn} - нормативные сопротивления арматуры в армированной кладке, значения которых принимаются по табл. 3.16.

Для кладки с сетчатой арматурой μ определяется в соответствии с указаниями раздела 5.1.

В практических расчетах модуль деформаций кладки принимается $E=0,5 \cdot E_0$ или $E=0,8 \cdot E_0$ в зависимости от характера расчета.

При действии длительных нагрузок в кладке развиваются деформации ползучести, поэтому в практических расчетах модуль упругости E_0 уменьшается путем деления его на коэффициент ползучести, величина которого принимается от 1,8 до 4,0 в зависимости от вида кладки.

При многократных повторных нагрузках после некоторого числа циклов нагрузка - разгрузка пластические деформации выбираются, и материал начинает работать упруго с модулем упругости E_0 , но только если напряжения σ не превосходят напряжений, при которых появляются трещины в кладке, т.е. $\sigma \leq \sigma_{сгс}$.

Если же $\sigma > \sigma_{сгс}$, то после некоторого количества циклов нагрузка-разгрузка деформации начинают неограниченно расти, и кладка разрушается.

Деформации усадки кладки из глиняного кирпича и керамических камней не учитываются, а для кирпичей, камней и блоков на силикатном или цементном вяжущем, а также блоков из ячеистых автоклавных и неавтоклавных бетонов они принимаются $4 \cdot 10^{-4} \dots 6 \cdot 10^{-4}$.

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

Величина коэффициентов линейного расширения кладки принимается по табл. 3.20, а коэффициента трения по табл. 3.21.

Таблица 3.20

Коэффициент линейного расширения кладки α_t

Материал кладки	Коэффициент линейного расширения кладки α_t , град. ⁻¹
1. Кирпич глиняный полнотельный, пустотельный и керамические камни	0,000005
2. Кирпич силикатный, камни и блоки бетонные и бутобетон	0,00001
3. Природные камни, камни и блоки из ячеистых бетонов	0,000008

Примечание. Величины коэффициентов линейного расширения для кладки из других материалов допускается принимать по опытным данным.

Таблица 3.21

Значения коэффициента трения

Материал	Коэффициент трения μ при состоянии поверхности	
	сухом	влажном
1. Кладка по кладке или бетону	0,7	0,6
2. Дерево по кладке или бетону	0,6	0,5
3. Сталь по кладке или бетону	0,45	0,35
4. Кладка и бетон по песку или граввию	0,6	0,5
5. То же, по суглинку	0,55	0,4
6. То же, по глине	0,5	0,3

3.5. Учет длительного действия нагрузки.

Коэффициенты продольного изгиба

Вследствие ползучести кладки продольный изгиб сжатых элементов с течением времени возрастает, что увеличивает эксцентриситет и, следовательно, уменьшает разрушающую нагрузку. Снижение несущей спо-

собности сечения учитывается коэффициентом m_g^* , зависящим от гибкости элемента, который определяется по формуле

$$m_g = 1 - \eta \cdot \frac{N_g}{N} \cdot \left(1 + \frac{1,2 \cdot e_{0g}}{h} \right), \quad (3.11)$$

где η - коэффициент, принимаемый по табл. 3.22 в зависимости от гибкости элемента, вида камней и процента продольного армирования;

N_g - расчетная продольная сила от длительных нагрузок (постоянных и длительно действующих временных нагрузок);

N - расчетная продольная сила;

e_{0g} - эксцентриситет от действия длительных нагрузок;

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

Гибкость элемента определяется отношением $\lambda = l_0 / i$ или для прямоугольного сечения $\lambda_h = l_0 / h$, где l_0 - расчетная высота (длина) элемента; i - радиус инерции сечения, принимается аналогично h .

Таблица 3.22

Значения коэффициента η

Гибкость		Процент продольного армирования для кладки			
λ_h	λ_i	из глиняного кирпича и керамических камней; из камней и крупных блоков из тяжелого бетона; из природных камней всех видов		из силикатного кирпича и силикатных камней; камней из бетона на пористых заполнителях; крупных блоков из ячеистого бетона	
		0,1 и менее	0,3 и более	0,1 и менее	0,3 и более
1	2	3	4	5	6
≤ 10	≤ 35	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,20	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,20	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,30

* m_g - коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки.

Примечание к табл. 3.22:

Для неармированной кладки значения коэффициента η принимаются как для кладки с армированием 0,1% и менее. При армировании более 0,1 и менее 0,3% коэффициент η определяется интерполяцией.

При толщине стен 30 см и более или радиусе инерции сечения 8,7 см и более длительность действия нагрузки допускается не учитывать, т.е. m_g принимается равным 1.

Коэффициенты продольного изгиба ϕ принимаются в зависимости от гибкости элемента и упругой характеристики кладки. Значения коэффициентов ϕ приведены в табл. 3.23.

Таблица 3.23

Значения коэффициентов продольного изгиба ϕ

Гибкость		Значения упругой характеристики кладки α						
λ_h	λ_i	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
18	63	0,77	0,7	0,63	0,53	0,45	0,32	-
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	-
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,2	-
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	-
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	-
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	-
42	146	0,29	0,25	0,21	0,17	0,14	0,09	-
46	160	0,21	0,18	0,16	0,13	0,1	0,07	-
50	173	0,17	0,15	0,13	0,1	0,08	0,05	-
54	187	0,13	0,12	0,1	0,08	0,06	0,04	-

Примечание:

Коэффициенты ϕ при промежуточных величинах гибкостей определяются интерполяцией.

Коэффициенты φ для гибкостей, превышающих предельные значения (см. раздел 6), принимают при определении φ , в случае расчета на внецентренное сжатие с большими эксцентриситетами.

Для кладки с сетчатым армированием величины упругих характеристик (см. раздел 3.4) могут быть менее 200.

Расчетную высоту (длину) каменных стен и столбов l_0 при определении коэффициентов продольного изгиба φ и m_g находят, учитывая конструктивную схему здания (см. раздел 6.1). При «жесткой» конструктивной схеме здания рассчитываемый элемент (участок стены или столб в пределах этажа) считается шарнирно опертым снизу и сверху на жесткие неподвижные в горизонтальном направлении опоры. В этом случае $l_0 = H$.

При упругой конструктивной схеме рассчитываемый элемент считается неподвижно заделанным на нижней опоре и имеющим сверху смещаемую в горизонтальном направлении упругую шарнирную опору. В этом случае величина расчетной длины принимается в зависимости от количества пролетов. Значения расчетной длины элемента см. в табл. 3.24.

Таблица 3.24

Расчетная длина (высота) элемента l_0 , учитываемая при определении его гибкости

Условия опирания элемента	l_0
Верхняя и нижняя опоры шарнирные, неподвижные	H
Верхняя опора упругая, нижняя - неподвижная в зданиях:	
- однопролетных	$1,5H$
- многопролетных	$1,25H$
Стены и столбы - свободно стоящие при отсутствии связи их с перекрытиями или другими горизонтальными опорами	$2H$
Стены и столбы - с частично заземленными опорными сечениями	$0,8H$

Примечание. H - расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами. При железобетонных перекрытиях H - расстояние между перекрытиями в свету. В одноэтажных зданиях за нижнюю опору принимается уровень чистого пола.

При жестких опорах и заделке в стены сборных железобетонных перекрытий принимается $l_0 = 0,9H$, а при монолитных железобетонных перекрытиях, опираемых на стены по четырем сторонам, $l_0 = 0,8H$.

Если нагрузкой является только собственная масса элемента в пределах рассчитываемого участка, то расчетную высоту l_0 сжатых элементов (см. табл. 3.24) необходимо уменьшить умножением на коэффициент 0,75.

В стенах, ослабленных проемами, при расчете простенков коэффициент φ принимается в зависимости от гибкости стены. Для узких простенков, ширина которых меньше толщины стены, производится также расчет простенка в плоскости стены; при этом расчетная высота простенка принимается равной высоте проема.

Для ступенчатых стен и столбов, верхняя часть которых имеет меньшее поперечное сечение, коэффициенты φ и m_g вычисляются следующим образом:

а) при опирании стен (столбов) на неподвижные шарнирные опоры - по высоте $l_0 = H$ и наименьшему сечению, расположенному в средней трети высоты H ;

б) при упругой верхней опоре или при ее отсутствии - по расчетной высоте l_0 , определенной по табл. 3.24, и сечению у нижней опоры, а при расчете верхнего участка стены (столба) высотой H_1 - по расчетной высоте l_{01} и поперечному сечению от этого участка; l_{01} - определяется так же, как l_0 , но при $H = H_1$.

Коэффициенты φ и m_g по высоте стены принимаются переменными. Для стен и столбов, опирающихся на шарнирные неподвижные опоры ($l_0 = H$), при расчете сечений, расположенных в средней трети высоты l_0 , значения φ и m_g принимаются постоянными, равными расчетным значениям, определенным для данного элемента. Для сечений на участках в крайних третях l_0 коэффициенты φ и m_g увеличиваются по линейному закону до единицы на опоре (рис. 3.2.а).

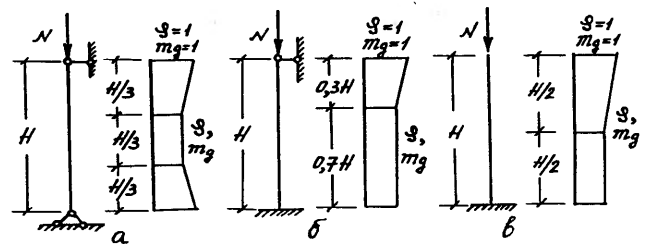


Рис. 3.2. Коэффициенты φ и m_g по высоте сжатых стен и столбов: а - шарнирно опертых на неподвижные опоры; б - заземленных внизу и имеющих верхнюю упругую опору; в - свободно стоящих

Для стен и столбов, имеющих нижнюю заземленную и верхнюю упругую опоры, при расчете сечений нижней части стены или столба до высоты $0,7H$ принимаются расчетные значения φ и m_g , а при расчете сечений верхней части стены или столба φ и m_g увеличиваются до единицы по линейному закону (рис. 3.2,б).

Для свободно стоящих стен и столбов при расчете сечений в их нижней части (до высоты $0,5H$) принимаются расчетные значения φ и m_g , а в верхней половине значения φ и m_g увеличиваются до единицы по линейному закону (рис. 3.2,в).

4. Расчет элементов каменных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп

4.1. Расчет элементов каменных конструкций по предельным состояниям первой группы

4.1.1. Расчет центрально сжатых элементов

Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии производится по формуле

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A, \quad (4.1)$$

где N - расчетная продольная сила;

R - расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по табл. 3.6...3.13;

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый согласно указаниям раздела 3.5;

A - площадь сечения элемента;

m_g - коэффициент, который определяется в соответствии с указаниями раздела 3.5.

Расчет (подбор сечения) центрально сжатого элемента (столба) по формуле (4.1) осуществляется методом последовательного приближения и заключается в следующем:

а) определяются нагрузки для рассчитываемого столба N и N_g (на уровне того или иного этажа), вычисляя их как сумму нагрузок от всех этажей, лежащих выше расчетного сечения столба с приближенным учетом собственной массы столба как нагрузки, составляющей 5...10% от расчетной.

б) выбирается материал кладки (вид и марка камней и вид и марка раствора) и оценивается ее расчетное сопротивление R (табл. 3.6...3.13).

в) задается некоторое значение φ , по которому из табл. 3.23 принимаются соответствующие значения λ_h (λ_i).

г) по найденной гибкости λ_h (λ_i) определяется коэффициент η из табл. 3.22.

д) используя предварительно собранные на столб нагрузки N и N_g , по формуле (3.11) определяется коэффициент m_g .

е) по формуле (4.1) вычисляется площадь поперечного сечения столба A

$$A = \frac{N}{m_g \cdot \varphi \cdot R}, \quad (4.2)$$

отвечающая при заданной нагрузке материалу кладки и принятому коэффициенту φ .

ж) значение A из формулы (4.2) выражаем через конкретные размеры поперечного сечения столба $h \times b=A$, если столб прямоугольный, или $h \times h=A$, если столб квадратный, округляя их до величин, кратных (с учетом толщины швов кладки) размерам кирпича (камня) в плане.

з) по принятым геометрическим размерам поперечного сечения столба, упругой характеристике кладке α (табл. 3.19) и расчетной высоте столба вычисляется его гибкость λ_h (λ_i).

и) из табл. 3.23 и 3.22 находим коэффициенты φ и η , соответствующие λ_h (λ_i) по п. з) и определяем коэффициент m_g по формуле (3.11).

к) полученные значения φ и m_g , точнее произведение этих коэффициентов $\varphi \cdot m_g$, сравниваем с исходным. Если полученное произведение $(\varphi \cdot m_g)_{\text{пол}}$ отличается от исходного $(\varphi \cdot m_g)_{\text{исх}}$ более чем на 5%, т.е. имеет место неравенство

$$\frac{(\varphi \cdot m_g)_{\text{исх}} - (\varphi \cdot m_g)_{\text{пол}}}{(\varphi \cdot m_g)_{\text{исх}}} \cdot 100\% > 5\%, \quad (4.3)$$

то расчет следует повторить, приняв полученные значения φ и m_g за исходные.

Расчет считается законченным при удовлетворении неравенства

$$\frac{(\varphi \cdot m_g)_{\text{исх}} - (\varphi \cdot m_g)_{\text{пол}}}{(\varphi \cdot m_g)_{\text{исх}}} \cdot 100\% \leq 5\%. \quad (4.4)$$

Окончательные размеры поперечного сечения столба соответствуют последнему значению $(\varphi \cdot m_g)_{\text{исх}}$ в изложенном процессе последовательного приближения.

Процесс последовательного приближения удобнее начинать с $\varphi=1,0$. В этом случае $\eta=0$ (см. табл. 3.23, 3.22) и $m_{g\text{исх}}=1,0$. Следует также учитывать условие $m_g=1,0$, если $h \geq 30$ см или $i \geq 8,7$ см.

Расчеты показывают, что, как правило, достаточно 1-2 приближений для удовлетворения неравенства (4.4).

Полученные из условия обеспечения необходимой несущей способности размеры поперечного сечения столба должны удовлетворять требованиям табл. 6.4, 6.6.

4.1.2. Расчет внецентренно сжатых элементов

Внецентренное сжатие является наиболее распространенным видом силового воздействия на каменные конструкции. Это воздействие испытывают, в частности, такие важнейшие элементы зданий, очень часто выполняемые из камня, как стены (простенки) и столбы.

Как уже отмечалось, каменная кладка обладает упруго-пластическими свойствами, поэтому для расчета каменных конструкций на внецен-

трениое сжатие неприменимы формулы, по которым рассчитываются на этот вид воздействия элементы из упругих материалов.

Характер напряженного состояния кладки при внецентренном сжатии зависит от величины эксцентриситета e_0 приложения продольной силы N . При небольших эксцентриситетах все сечение сжато (рис. 4.1,а). С его ростом эпюра напряжений становится двухзначной (рис. 4.1,б), т.е. сечение испытывает не только сжатие, но и растяжение. При достаточно больших эксцентриситетах даже при малых нагрузках напряжения в растянутой зоне элемента могут превысить предельное сопротивление кладки растяжению при изгибе, и в растянутой зоне появятся горизонтальные трещины (рис. 4.1,в). Появление этих трещин не приводит к разрушению элемента, если величина напряжения в сжатой зоне не больше предельной, и нагрузка на него может быть увеличена, пока не будет использована несущая способность сжатой зоны сечения. Разрушающая нагрузка может в несколько раз превысить нагрузку, при которой образовались трещины в растянутой зоне кладки.

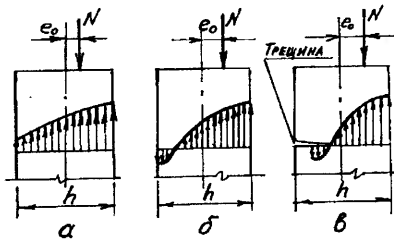


Рис. 4.1. Виды эпюр напряжений при внецентренном сжатии кладки

а) эксперименты на внецентренно сжатых образцах кладки показали: фактическое разрушающее усилие в 1,5...2,0 раза больше теоретического по формулам сопротивления материалов как для упругого материала. Частично такое расхождение объясняется криволинейностью эпюры напряжений в отличие от прямолинейной эпюры напряжений, принимаемой как для упругого материала с постоянным модулем упругости.

б) в момент разрушения деформации кладки при внецентренном сжатии значительно больше, чем при центральном сжатии. Отчасти это объясняется тем, что менее напряженная часть сечения в какой-то мере помогает работе более напряженной части и происходит перераспределение напряжений благодаря пластическим деформациям кладки.

в) при значительных эксцентриситетах (e_0) приложения нагрузки N (рис. 4.2,а) в растянутой зоне возникнут трещины, что приведет к изменению работы сечения. Если трещина глубиной t , то нетрудно видеть, что величина эксцентриситета- e_0 уменьшится и станет равной:

$$e_1 = 0.5 \cdot (h - t) - (0.5 \cdot h - e_0) = e_0 - 0.5 \cdot t.$$

Если в этом выражении принять $e_1=0$, то получим, что $e_0=0.5 \cdot t$, то есть при раскрытии трещины до величины $t=2 \cdot e_0$ действующая нагрузка N будет центральной по отношению к оставшемуся сечению.

При раскрытии трещины происходит уменьшение момента скачивается больше, чем уменьшение сечения по мере образования трещины.

Этим обстоятельством и объясняется некоторое возрастание несущей способности элемента до определенного предела после раскрытия трещины, так как создается более равномерное распределение напряжений по сечению за счет уменьшения эксцентриситета приложения нагрузки к оставшемуся сечению. Такое явление свойственно только внецентренному сжатию, так как при поперечном изгибе первая трещина уменьшает сечение, но не уменьшает момент, и поэтому сечение разрушается.

При расчете каменных элементов, работающих на внецентренное сжатие, учитывается фактически несущая способность сжатой зоны кладки. При этом необходимо отметить, что прочность этой зоны вследствие сдерживающего влияния окружающей растянутой или растрескавшейся кладки (эффекта обоймы), как и при местном сжатии, выше по сравнению с прочностью кладки при испытании на центральное сжатие. Этот эффект тем больше, чем меньше относительная высота сжатой зоны, то есть чем больше величина эксцентриситета.

Ширина и глубина раскрытия трещин в кладке, естественно, должны быть ограничены.

Специальные эксперименты позволили определить зависимость между эксцентриситетами (e_0) приложения силы, расстоянием от более сжатой грани сечения до центра тяжести сечения (y) и величиной раскрытия швов кладки. Нормами установлены предельные значения эксцентриситетов.

Наибольшая величина эксцентриситета (с учетом случайного) во внецентренно сжатых конструкциях без продольной арматуры в растянутой зоне не должна превышать 0,9 \cdot y - для основных сочетаний нагрузок и 0,95 \cdot y - для особых сочетаний нагрузок. В противном случае необходима установка продольной арматуры в растянутой зоне. В стенах толщиной 25 см и менее наибольшая величина эксцентриситета с учетом случайного не должна превышать для основного сочетания нагрузок 0,8 \cdot y, для особого- 0,7 \cdot y, где y - расстояние от центра тяжести до края сечения в сторону эксцентриситета (рис. 4.2,б). При этом расстояние от точки приложения силы до более сжатого края сечения должно быть не менее 2 см.

При расчете стен толщиной 25 см и менее должен учитываться случайный эксцентриситет, который суммируется с эксцентриситетом продольной силы. Величина случайного эксцентриситета принимается равной, см, для стен:

- несущих- 2;

-самонесущих, а также для отдельных слоев трехслойных несущих стен - 1.

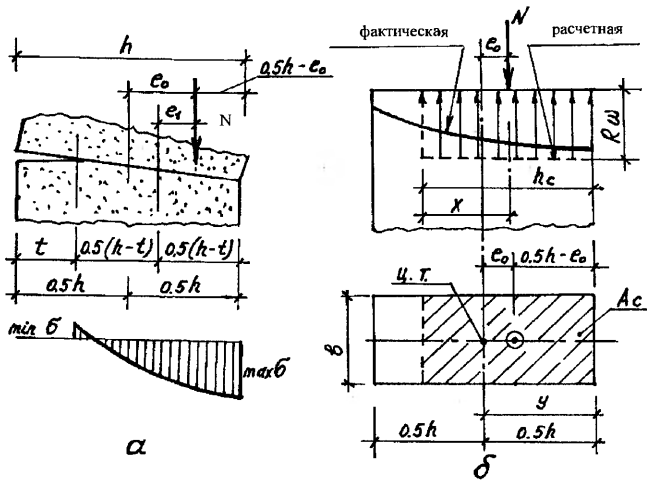


Рис. 4.2.

При $e_0 > 0,7 \cdot y$, кроме расчета внецентренно сжатых элементов по прочности необходимо выполнять расчет по раскрытию трещин в швах кладки в соответствии с указаниями, приведенными в разделе 4.2.

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

- расчет исходит из условия равновесия между внешней расчетной силой N и прямоугольной эпюрой сжимающих напряжений в кладке взамен действительной криволинейной эпюры, как показано на рис. 4.2,б;
- размер эпюры сжимающих напряжений h_c принимается таким, чтобы центр тяжести сжатой зоны A_c совпадал с точкой приложения внешней сжимающей силы N .

Уравнение для расчета неармированной кладки на внецентренное сжатие получается из суммы проекций всех сил на продольную ось элемента (рис. 4.2,б). С учетом гибкости, длительности действия нагрузки и эффекта обоймы расчет внецентренно сжатых неармированных элементов каменных конструкций производится по формуле

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega; \quad \varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}, \quad (4.5)$$

где R - расчетное сопротивление кладки сжатию, определяемое по табл. 3.6...3.13;

A_c - площадь сжатой части сечения;

ω - коэффициент, определяемый по формулам, приведенным в табл. 4.1;

φ - коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по расчетной высоте элемента l_0 (табл. 3.23);

φ_c - коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента H (табл. 3.23) в плоскости действия изгибающего момента при отношении $\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c}$ или гибкости

$\lambda_{hc} = \frac{H}{i_c}$, где h_c и i_c - высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения (площадь A_c) в плоскости действия изгибающего момента.

$$\text{Для прямоугольного сечения } h_c = h - 2 \cdot e_0, A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{h}\right).$$

где h - высота сечения в плоскости действия изгибающего момента; e_0 - эксцентриситет расчетной силы N относительно центра тяжести сечения.

Для таврового сечения (при $e_0 > 0,45 \cdot y$) приближенно принимается $A_c = 2 \cdot (y - e_0) \cdot b$ и $h_c = 2 \cdot (y - e_0)$, где y - расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета; b - ширина сжатой полки или толщина стенки таврового сечения, в зависимости от направления эксцентриситета.

При знакопеременной эпюре изгибающего момента по высоте элемента (рис. 4.3) расчет прочности производится для сечений с максимальными изгибающими моментами различных знаков. Коэффициент φ_c в этом случае определяют по высоте части элемента в пределах однозначной эпюры изгибающего момента при отношениях или гибкостях

$$\lambda_{h1c} = \frac{H_1}{h_{c1}} \text{ или } \lambda_{i1c} = \frac{H_1}{i_{c1}} \\ \text{и } \lambda_{h2c} = \frac{H_2}{h_{c2}} \text{ или } \lambda_{i2c} = \frac{H_2}{i_{c2}},$$

где H_1 и H_2 - высоты частей элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента;

h_{c1} , i_{c1} , h_{c2} , i_{c2} - высоты и радиусы инерции сжатой части элементов в сечениях с максимальными изгибающими моментами.

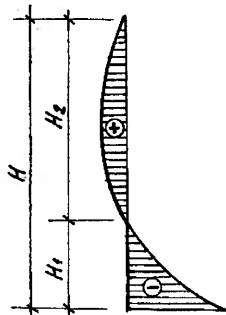


Рис. 4.3. Знакопеременная эпюра изгибающего момента для внецентренно сжатого элемента

Таблица 4.1

Коэффициент ω , учитывающий влияние эксцентриситета

№ п/п	Вид кладки	Сечение	
		произвольной формы	прямоугольное
1	Все, кроме указанных в п. 2 данной таблицы	<p>Определяется по формуле</p> $1 + \frac{e_0}{2 \cdot y} \leq 1,45$	<p>Рассчитывается по формуле</p> $1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$
2	Из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов; из природных камней (включая бут)	1	1

Примечание. Если $2 \cdot y < h$, то при определении коэффициента ω вместо $2 \cdot y$ принимают h .

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

В общем случае для сложных типов внецентренно сжатых поперечных сечений положение границы расчетной сжатой части сечения определяется из условия равенства нулю статического момента этой части сечения относительно оси, проходящей через точку приложения сжимающей силы. Для таврового сечения расстояние от точки приложения силы до границы расчетной сжатой зоны x определяется по формулам:

а) при эксцентриситете в сторону полки (рис. 4.4,а)

$$x = \sqrt{\frac{b_1 \cdot c}{b_2} \cdot (2 \cdot e_1 - c) + (e_1 - c)^2} \quad (4.6)$$

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

б) при эксцентриситете в сторону ребра (рис. 4.4,б)

$$x = \sqrt{\frac{b_2 \cdot d}{b_1} \cdot (2 \cdot e_2 - d) + (e_2 - d)^2} \quad (4.7)$$

При $e_2 \leq d/2$; $x = e_2$.

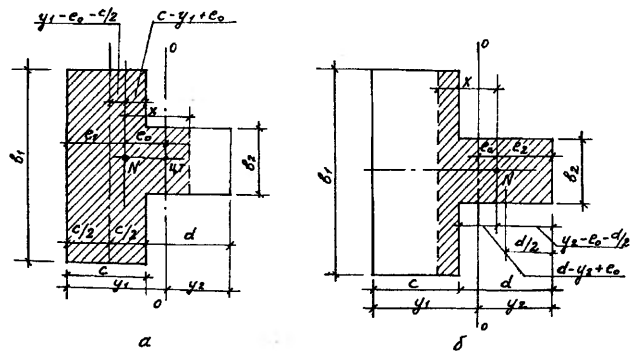


Рис. 4.4. Определение сжатой части сечения внецентренно сжатых элементов таврового профиля: а – эксцентриситет в сторону полки; б – эксцентриситет в сторону ребра

4.1.3. Косое внецентренное сжатие

Расчет элементов неармированных каменных конструкций при косом внецентренном сжатии производится при прямоугольной эпюре напряжений в обоих направлениях. Площадь сжатой части сечения A_c условно принимается в виде прямоугольника, центр тяжести которого совпадает с точкой приложения силы и две стороны ограничены контуром сечения элемента (рис. 4.5,а), при этом $h_c = 2 \cdot c_h$; $b_c = 2 \cdot c_b$ и $A_c = 4 \cdot c_h \cdot c_b$, где c_h и c_b - расстояние от точки приложения силы N до ближайших границ сечения.

При сложной форме поперечного сечения элемента для упрощения расчета допускается принимать прямоугольную часть сечения без участков, усложняющих его форму (рис. 4.5,б).

Расчет несущей способности элементов при косом внецентренном сжатии выполняется по формуле (4.5), при этом величины ω , ϕ_1 и m_e определяются дважды:

а) при высоте сечения h или радиусе инерции i_h и эксцентриситете e_h в направлении h ;

б) при высоте сечения b или радиусе инерции i_b и эксцентриситете e_b в направлении b .

За расчетную несущую способность принимается меньшая из двух величин, вычисленных по формуле (4.5) при двух значениях ω , ϕ_1 и m_e .

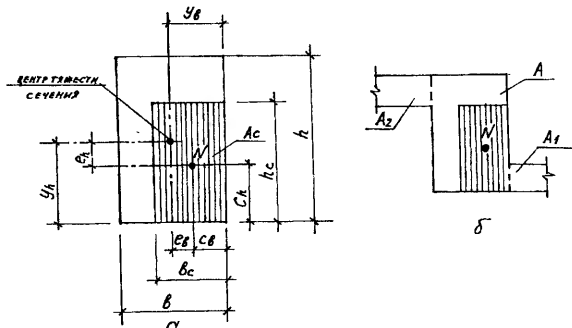


Рис. 4.5. Расчетная схема при косом внецентренном сжатии: а – прямоугольного сечения; б – сложного сечения (площади A_1 и A_2 в расчете не учитываются)

Если $e_b > 0,7 \cdot c_b$ или $e_h > 0,7 \cdot c_h$, то кроме расчета по несущей способности должен производиться расчет по раскрытию трещин в соответствующем направлении по указаниям раздела 4.2.

4.1.4. Смятие (местное сжатие)

Расчет сечений каменных элементов на смятие при распределении нагрузки на части площади сечения производится по формуле

$$N_c \leq \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c, \quad (4.8)$$

где N_c – продольная сжимающая сила от местной нагрузки;

R_c – расчетное сопротивление кладки на смятие, определяемое по формуле (4.9);

A_c – площадь смятия, на которую передается нагрузка;

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

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

ψ – коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки ($\psi=1$ – при равномерном распределении давления; $\psi=0,5$ – при треугольной эпюре давления).

Произведение $\psi \cdot d$ учитывает, что при неравномерной эпюре давления в пределах самой площади A_c менее загруженные участки кладки деформируются меньше, за счет чего создается дополнительное препятствие развитию деформаций более загруженных участков, повышая тем самым их прочность.

Если под опорами изгибаемых элементов не требуется установка распределительных плит, то допускается принимать $\psi \cdot d=0,75$ – для кладок из материалов, указанных в поз. 1 и 2 табл. 4.2, и $\psi \cdot d=0,5$ – для кладок из материалов, указанных в поз. 3 этой таблицы.

Расчетное сопротивление кладки на смятие R_c определяется по формуле

$$R_c = \xi \cdot R; \quad \xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1, \quad (4.9)$$

где A – расчетная площадь сечения, которая определяется по следующим правилам:

а) при площади смятия, включающей всю толщину стены, в расчетную площадь смятия включаются участки длиной не более толщины стены в каждую сторону от границы местной нагрузки (рис. 4.6,а);

б) при площади смятия, расположенной на краю стены по всей ее толщине, расчетная площадь равна площади смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузок принимается также расчетная площадь, указанная на рис. 4.6,б пунктиром;

в) при опирании на стену концов прогонов и балок в расчетную площадь смятия включается площадь сечения стены шириной, равной глубине заделки опорного участка прогона или балки и длиной не более расстояния между осями двух соседних пролетов между балками (рис. 4.6,в); если расстояние между балками превышает двойную толщину стены, длина расчетной площади сечения определяется как сумма ширины балки b_c и удвоенной толщины стены h (рис. 4.6,в₁);

г) при смятии под красовой нагрузкой, приложенной к угловому участку стены, расчетная площадь равна площади смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузок принимается расчетная площадь, ограниченная на рис. 4.6,г пунктиром;

д) при площади смятия, расположенной на части длины и ширины сечения, расчетная площадь принимается согласно рис. 4.6,д. Если площадь смятия расположена вблизи от края сечения, то при расчете на сумму местной и основной нагрузок принимается расчетная площадь сечения не меньшая, чем определяемая по рис. 4.6,г, при приложении той же нагрузки к угловому участку стены;

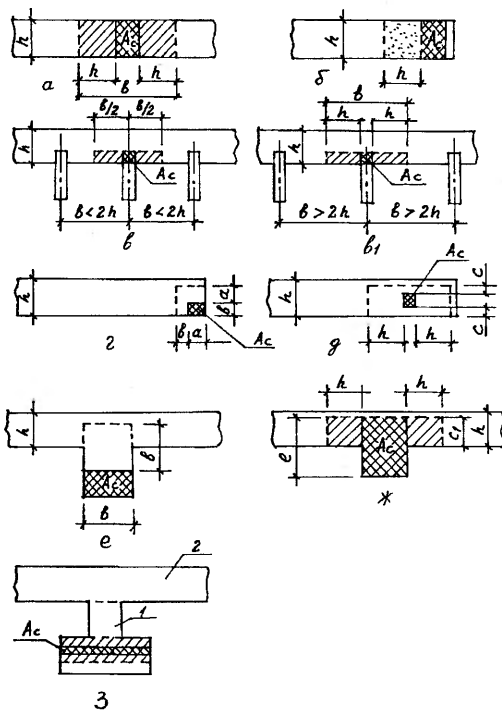


Рис. 4.6. Определение расчетных площадей сечений при местном сжатии: а – ж – различные случаи местного сжатия

е) при площади смятия, расположенной в пределах пилястры, расчетная площадь равна площади смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузок принимается расчетная площадь, ограниченная на рис. 4.6,е пунктиром;

ж) при площади смятия, расположенной в пределах пилястры и части стены или простенка, увеличение расчетной площади по сравнению с площадью смятия следует учитывать только для нагрузки, равнодействующая которой приложена в пределах полки (стены) или же в пределах ребра (пилястры) с эксцентриситетом $e_0 > \frac{1}{6} \cdot l$ в сторону стены (где l - длина площади смятия, e_0 - эксцентриситет по отношению к оси площади смятия).

В этих случаях в расчетную площадь сечения включается, кроме площади смятия, часть площади сечения полки шириной C , равной глубине заделки опорной плиты в кладку стены и длиной в каждую сторону от края плиты не более толщины стены (рис. 4.6,ж);

з) если сечение имеет сложную форму, не допускается учитывать при определении расчетной площади сечения участки, связь которых с загруженным участком недостаточна для перераспределения давления (участки 1 и 2 на рис. 4.6,з).

Во всех случаях, приведенных на рис. 4.6, в расчетную площадь сечения A включается площадь смятия A_c .

ξ_1 - коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки, определяется по табл. 4.2.

При расчете на смятие кладки с сетчатым армированием расчетное сопротивление кладки R_c принимается в формуле (4.8) большим из двух значений: R_c определяемого по формуле (4.9) для неармированной кладки, или $R_c = R_{sk}$, где R_{sk} - расчетное сопротивление кладки с сетчатым армированием при осевом сжатии, определяемое по формуле (5.2) или (5.3).

При местной нагрузке от балок, прогонов, перемычек и других элементов, работающих на изгиб и опирающихся на кладку без распределительных плит или с распределительными плитами, которые могут поворачиваться вместе с концами элемента, длина опорного участка элемента должна приниматься по расчету. При этом плита обеспечивает распределение нагрузки только по своей ширине в направлении, перпендикулярном изгибаемому элементу. При необходимости увеличения площади смятия под опорными плитами на них укладываются стальные прокладки, фиксирующие положение опорного давления.

При одновременном действии на площадь смятия местной нагрузки (под концами балок, прогонов и т.п.) и основной нагрузки (вес вышележащей кладки и нагрузка, передающаяся на эту кладку) расчет производится отдельно на местную нагрузку и на сумму местной и основной. При расчете по каждому из этих двух вариантов принимаются разные значения ξ_1 , приведенные в табл. 4.2.

При расчете на сумму местной и основной нагрузок разрешается учитывать только ту часть местной нагрузки, которая будет приложена до загрузки площади смятия основной нагрузкой. В случае, когда площадь сечения достаточна лишь для восприятия одной местной нагрузки, но недостаточна для восприятия суммы местной и основной нагрузок, возможно конструктивными мероприятиями устранить передачу основной нагрузки на площадь смятия. Такими мероприятиями могут быть устройство проемжутки над опорным концом прогона, балки или перемычки, или же укладка в указанных местах мягких прокладок.

При проектировании каменных конструкций, работающих на местное сжатие, необходимо выполнять ряд конструктивных требований, к которым относятся:

- укладка слоя раствора толщиной не более 15 мм под опорными участками элементов, передающих местные нагрузки на кладку;

- установка распределительных плит толщиной, кратной толщине рядов кладки, но не менее 15 см. Плиты армируются по расчету двумя сетками с общим количеством арматуры не менее 0,5% объема бетона и устанавливаются в местах приложения местных нагрузок, когда это требуется по расчету на смятие;

Таблица 4.2

Значения коэффициента ξ_1

Материал кладки	ξ_1 для нагрузок по схеме			
	рис. 4.6, а, в, в, д, ж		рис. 4.6, б, г, е, з	
	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок
1	2	3	4	5
1. Полнотелый кирпич, сплошные камни и крупные блоки из тяжелого бетона или бетона на пористых заполнителях класса В3, 6 и выше	2	2	1	1,2
2. Керамические камни с щелевыми пустотами, дырчатый кирпич, бутобетон	1,5	2	1	1,2
3. Пустотелые бетонные камни и блоки. Сплошные камни и блоки из бетона В2,5. Камни и блоки из ячеистого бетона и природного камня	1,2	1,5	1	1

Примечание. Для кладок всех видов на нестывшем растворе или на замороженном растворе в период его оттаивания при зимней кладке, выполненной способом замораживания, принимаются значения ξ_1 , указанные в поз. 3 настоящей таблицы.

- устройство связи распределительных плит на опорном участке кладки с основной стеной при опирании ферм, балок покрытий, подкрановых балок и т.п. на пиллястры (рис. 4.7). Глубина заделки плит в стену должна составлять не менее 12 см. Выполнение кладки, расположенной над плитами, уложенными на стены, необходимо предусматривать непосредственно после установки плит. Установка перекрытий в борозды, оставляемые при кладке стен, не допускается.

- необходимо предусматривать армирование опорного участка кладки сетками из стержней диаметром не менее 3 мм с размером ячейки не более 60х60 мм, уложенными не менее чем в трех верхних горизонтальных швах в том случае, когда местная краевая нагрузка превышает 80% расчетной несущей способности кладки при местном сжатии;

- следует предусматривать армирование участка кладки пиллястры, расположенного в пределах 1 м ниже распределительной плиты, при передаче на нее местных нагрузок. Армирование выполняется сетками, устанавливаемыми через три ряда с диаметром стержней не менее 3 мм и ячейкой не более 60х60 мм. Сетки должны соединять опорные участки пиллястр с основной частью стены и заделываться в стену на глубину не менее 12 см.

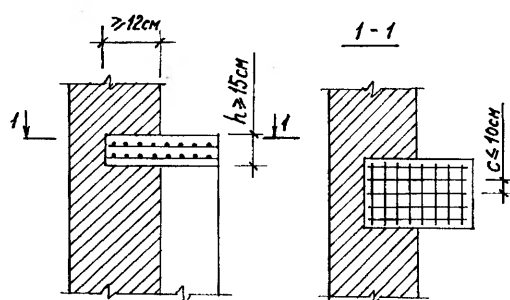


Рис. 4.7. Железобетонные распределительные плиты

4.1.5. Многослойные стены (стены облегченной кладки и стены с облицовками)

Несущая способность многослойных кладок (облегченные стены всевозможных систем, стены из виброкирпичных панелей с жесткими утеплителями, стены с облицовкой, кроме стен из мелких камней с керамической облицовкой), кроме пределов прочности и площади поперечного сечения отдельных слоев, зависит от их деформативных свойств, а также от способа связи друг с другом и взаимного расположения.

На рис. 4.8 показаны кривые относительных деформаций при центральном сжатии слоев А и Б в предположении, что они работают раздельно друг от друга.

При достижении слоем А предельных деформаций ϵ_A и им соответствующего временного сопротивления $R_{чА}$ напряжения σ_B в слое Б, предельные деформации $\epsilon_B > \epsilon_A$, будут меньше его временного сопротивления $R_{чБ}$, т.е. $\sigma_B = m_B \cdot R_{чБ}$ (где $m_B < 1$).

В случае, если слои А и Б связаны между собой перевязкой или сцеплением, обеспечивающим их совместную деформацию, разрушение слоя А обычно характеризует собой максимальную несущую способность двухслойного сечения, так как дальнейшее повышение нагрузки за счет только одного слоя Б в большинстве случаев невозможно. Исходя из предположения, что достижение слоем А его временного сопротивления соот-

ветствует максимально возможной несущей способности двухслойного сечения N_p , можно записать

$$N_p = R_{uA} \cdot A_A + m_B \cdot R_{uB} \cdot A_B \quad (4.10)$$

Разделив правую и левую части выражения (4.10) на площадь всего сечения, получим формулу для приведенного предела прочности (временного сопротивления) двухслойной кладки

$$R_{u,red} = \frac{N_p}{A} = \frac{R_{uA} \cdot A_A + m_B \cdot R_{uB} \cdot A_B}{A} \quad (4.11)$$

где A_A и A_B - площади поперечного сечения слоев А и Б;
 A - площадь поперечного сечения многослойной кладки ($A=A_A+A_B$).

Учитывая, что в общем случае более деформативным может быть как слой А, так и слой Б, и, переходя от временных сопротивлений к расчетным, можно записать формулу для приведенного расчетного сопротивления двухслойной кладки

$$R_{red} = \frac{m_A \cdot R_A \cdot A_A + m_B \cdot R_B \cdot A_B}{A_A + A_B} \quad (4.12)$$

где R_A и R_B - расчетные сопротивления сжатию слоев А и Б;
 m_A и m_B - коэффициенты использования прочности слоев А и Б в многослойной кладке.

Формулы (4.10)...(4.12) могут быть применены и для сечений с большим количеством слоев, чем два, если в них ввести дополнительные члены $m_B R_B A_B$, $m_T R_T A_T$ и т.д. (рис. 4.8).

Отдельные слои многослойных стен могут быть соединены между собой жесткими или гибкими связями.

Связи между конструктивными слоями считаются жесткими:

- при любом теплоизоляционном слое и расстояниях между осями вертикальных диафрагм из тычковых рядов кирпичей или камней не более $10h$ и не более 120 см, где h - толщина более тонкого конструктивного слоя;
- при теплоизоляционном слое из монолитного бетона с пределом прочности на сжатие не менее 0,7 МПа или кладке из камней марки не ниже 10, при тычковых горизонтальных прокладных рядах, расположенных на расстояниях между осями рядов по высоте кладки не более $5h$ и не более 62 см.

Жесткие связи должны обеспечивать распределение нагрузки между конструктивными слоями.

Гибкие связи должны проектироваться из коррозионно-стойких сталей или сталей, защищенных от коррозии, а также из полимерных материалов. Конструктивно они могут выполняться в виде отдельных стержней (см. раздел 1) или в виде кладочных сеток. Суммарная площадь сечения гибких стальных связей должна быть не менее $0,4 \text{ см}^2$ на 1 м^2 поверхности стены.

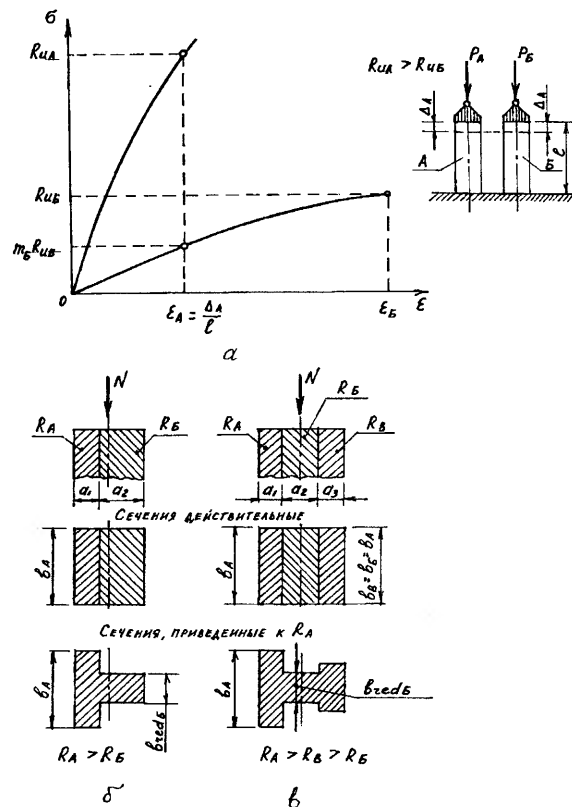


Рис. 4.8. К расчету многослойных кладок: а - кривые деформаций центрально сжатых слоев А и Б; б - схемы приведения двухслойной кладки к материалу одного слоя А; в - то же, при трехслойной кладке в случае $R_A > R_B > R_B$

Облицовочный слой и основная кладка стены, если они жестко связаны друг с другом взаимной перевязкой, должны, как правило, иметь близкие деформационные свойства. Рекомендуется предусматривать при-

менение облицовочного кирпича или камней, имеющих высоту, равную высоте ряда основной кладки.

При устройстве обрезов в кладке, жестко связанной с облицовкой (например, в уровне верха цоколя), в пределах выступающей части стены по всей ее толщине следует предусматривать укладку у обреза арматурных сеток не менее чем в трех швах.

При расчете многослойных стен на прочность различают два случая:

а) при жестком соединении слоев. В этом случае различную прочность и упругие свойства слоев, а также неполное использование прочности их при совместной работе в стене учитывают путем приведения площади сечения к материалу основного несущего слоя. Эксцентриситеты всех усилий, приложенных к элементу, должны определяться по отношению к оси приведенного сечения;

б) при гибком соединении слоев. В этом случае каждый слой рассчитывается отдельно на воспринимаемые им нагрузки. Необходимо предусматривать передачу нагрузок от покрытий и перекрытий только на внутренний слой. Нагрузка от собственного веса утеплителя распределяется на несущие слои пропорционально их сечению.

При приведении сечения стены к одному материалу толщину каждого слоя оставляют неизменной, а ширина слоев (по длине стены) изменяется пропорционально отношению расчетных сопротивлений и коэффициентов использования слоев по формуле

$$b_{ред} = b \cdot \frac{m_i \cdot R_i}{m \cdot R}, \quad (4.13)$$

где $b_{ред}$ - приведенная ширина слоя;

b - фактическая ширина слоя;

R , m - расчетное сопротивление и коэффициент использования прочности слоя, к которому приводится сечение;

R_i , m_i - расчетное сопротивление и коэффициент использования прочности любого другого слоя стены.

Коэффициенты использования прочности слоев в многослойных стенах m и m_i приведены в табл. 4.3.

Приведенное сечение с площадью $A_{ред}$ рассматривают в расчете как однородное, обладающее расчетным сопротивлением R . Центром тяжести сечения многослойной кладки считается центр тяжести площади $A_{ред}$, и эксцентриситет внешней силы e_0 отсчитывают от него.

Многослойные стены с плитными утеплителями (минераловатные, полимерные и т.п. плиты), засыпками или заполнением бетоном с пределом прочности на сжатие 1,5 МПа и ниже рассчитывают по сечению кладки без учета несущей способности утеплителя.

Расчет многослойных стен с жесткими связями следует производить:

а) при центральном сжатии по формуле (4.1);

б) при внецентренном сжатии по формуле (4.5).

Таблица 4.3

Значения коэффициентов использования прочности слоев								
из бетонных камней m	Коэффициенты использования прочности слоев							
	из материалов m_i							
	керамические камни		кирпич глиняный пластического прессования		кирпич силикатный		кирпич глиняный полусухого прессования	
	m	m_i	m	m_i	m	m_i	m	m_i
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Камни марок М25 и выше из бетонов на пористых заполнителях и из поризованных бетонов	0,8	1,0	0,9	1,0	1,0	0,9	1,0	0,85
Камни марок М25 и выше из автоклавных ячеистых бетонов	-	-	0,85	1,0	1,0	0,8	1,0	0,8
Камни марок М25 и выше из неавтоклавных ячеистых бетонов	-	-	0,7	1,0	0,8	1,0	0,9	1,0

В формулах (4.1) и (4.5) принимаются: площадь приведенного сечения $A_{ред}$, площадь сжатой части приведенного сечения $A_{сж}$ и расчетное сопротивление слоя, к которому приводится сечение, с учетом коэффициента использования его прочности mR .

Коэффициенты φ , φ_1 и m_e определяются в соответствии с рекомендациями раздела 3.5 для материала слоя, к которому приводится сечение.

При эксцентриситетах, превышающих 0,7-у относительно центра тяжести приведенного сечения, наряду с расчетом по прочности должен выполняться расчет по раскрытию трещин (см. раздел 4.2).

В двухслойных стенах при жесткой связи слоев эксцентриситет продольной силы, направленный в сторону теплоизоляционного слоя относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, не должен превышать 0,5-у.

При расчете многослойных стен с гибкими связями (без тычковой перевязки) коэффициенты φ , φ_1 и m_e определяются по указаниям раздела 3.5 для условной толщины, равной сумме толщин двух конструктивных слоев, умноженной на коэффициент 0,7. При различном материале слоев принимается приведенная упругая характеристика кладки $\alpha_{ред}$, определяемая по формуле

$$\alpha_{red} = \frac{\alpha_1 \cdot h_1 + \alpha_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2}, \quad (4.14)$$

где α_1 и α_2 – упругие характеристики слоев;

h_1 и h_2 – толщина слоев.

Расчет стен с облицовками, жестко соединенными с материалом стены, при наличии или отсутствии теплоизоляционных слоев выполняется по вышеизложенной методике расчета многослойных стен, по площади сечения, приведенного к материалу основного несущего слоя стены по формуле (4.13). В этом случае величина коэффициента использования прочности несущего слоя, к которому приводится сечение, принимается наименьшей из приведенных в табл. 4.3 и 4.4.

При эксцентриситете нагрузки в сторону облицовки коэффициент ω в формуле (4.5) принимается равным единице.

Расчет по раскрытию швов облицовки на растянутой стороне сечения при эксцентриситете в сторону кладки, превышающем 0,7-у относительно оси приведенного сечения, выполняется по указаниям раздела 4.2.

При расчете стен с облицовками эксцентриситет нагрузки в сторону облицовки не должен превышать 0,25-у (у – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до края сечения в сторону эксцентриситета). При эксцентриситете, направленном в сторону внутренней грани стены

$e_0 > \frac{y \cdot (1 - m)}{(1 + m)}$, но не менее 0,1-у, расчет по формулам (4.1)...(4.5) производится без учета коэффициентов m и m_1 , приведенных в табл. 4.3 и 4.4, как однослойного сечения по материалу основного несущего слоя стены, при этом в расчет вводится вся площадь сечения элемента.

Таблица 4.4

Значения коэффициентов использования прочности слоев стен с облицовками

Материал облицовочного слоя m_1	Материал стены m							
	керамические камни		кирпич глиняный пластического прессования		кирпич силикатный		кирпич глиняный полусухого прессования	
	m_1	m	m_1	m	m_1	m	m_1	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Лицевой кирпич пластического прессования высотой 65 мм	0,8	1,0	1,0	0,9	1,0	0,6	1,0	0,65
Лицевые керамические камни со шелевидными пустотами высотой 140 мм	1,0	0,9	1,0	0,8	0,85	0,6	1,0	0,5
Крупноразмерные плиты из силикатного бетона	0,6	0,8	0,6	0,7	0,7	0,6	0,9	0,6
Силикатный кирпич	0,6	0,85	0,6	1,0	1,0	1,0	1,0	0,8
Силикатные камни высотой 138 мм	0,9	1,0	0,8	1,0	1,0	0,8	1,0	0,7
Крупноразмерные плиты из тяжелого цементного бетона	1,0	0,9	1,0	0,9	1,0	0,75	1,0	0,65

4.1.6. Изгиб кладки

Расчет изгибаемых неармированных элементов каменных конструкций выполняется по формуле

$$M \leq R_{tb} \cdot W, \quad (4.15)$$

где M – расчетный изгибающий момент;

W – момент сопротивления сечения кладки при упругой ее работе;

R_{tb} – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению (табл. 3.14, 3.15).

Кроме этого, изгибаемые каменные элементы следует рассчитывать на поперечную силу по формуле.

$$Q \leq R_{tw} \cdot b \cdot z, \quad (4.16)$$

где R_{tw} – расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе (табл. 3.15);

b – ширина сечения;

z – плечо внутренней пары сил; для прямоугольного поперечного сечения

$$z = 2 \cdot \frac{h}{3}.$$

Проектирование элементов каменных конструкций, работающих на изгиб по неперевязанному сечению, не допускается.

4.1.7. Центральнорастянутые элементы

Расчет центрально-растянутых каменных элементов на прочность следует производить по формуле

$$N \leq R_t \cdot A_n, \quad (4.17)$$

где N – расчетная осевая сила при растяжении;

R_t – расчетное сопротивление кладки растяжению, принимаемое по табл. 3.14, 3.15 по перевязанному сечению;

A_n – расчетная площадь сечения нетто.

Проектирование каменных элементов, работающих на осевое растяжение по неперевязанному сечению, не допускается.

4.1.8. Расчет каменных элементов на срез

Расчет кладки на срез по перевязанному сечению (по кирпичу или камню) выполняется по формуле

$$Q \leq R_{sq} \cdot A, \quad (4.18)$$

где R_{sq} – расчетное сопротивление кладки срезу по перевязанному сечению, проходящему по камню (табл. 3.15);

A – расчетная площадь сечения.

При расчете кладки на срез по неперевязанным горизонтальным швам и перевязанным швам для бутовой кладки сопротивление кладки будет осуществляться за счет касательного сцепления и за счет сил трения. Расчет прочности выполняется по формуле

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8 \cdot n \cdot \mu \cdot \sigma_0) \cdot A, \quad (4.19)$$

где R_{sq} - расчетное сопротивление кладки срезу по неперевязанному сечению (табл. 3.14);

n - коэффициент, принимаемый равным 1,0 для кладки из полнотелого кирпича и камней и равным 0,5 для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами, а также для кладки из рваного бутового камня;

μ - коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным 0,7;

σ_0 - среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной нагрузке, определяемой с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$;

A - расчетная площадь сечения.

При внецентренном сжатии с эксцентриситетами, выходящими за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений $e_0 > 0,17h$), в расчетную площадь сечения включается только площадь сжатой части сечения A_c .

4.2. Расчет элементов каменных конструкций по предельным состояниям второй группы (по образованию и раскрытию трещин и по деформациям)

При проектировании элементов каменных конструкций по образованию и раскрытию трещин (швов кладки) и по деформациям необходимо рассчитывать:

а) внецентренно сжатые неармированные элементы при $e_0 > 0,7y$;

б) смежные, работающие совместно конструктивные элементы кладки из материалов различной деформативности (с различными модулями упругости, ползучестью, усадкой) или при значительной разнице в напряжениях, возникающих в этих элементах;

в) самонесущие стены, связанные с каркасами и работающие на поперечный изгиб, если несущая способность стен недостаточна для самостоятельного (без каркаса) восприятия нагрузок;

г) стеновые заполнения каркасов - на перекос в плоскости стен;

д) продольно армированные изгибаемые, внецентренно сжатые и растянутые элементы, эксплуатируемые в условиях среды, агрессивной для арматуры;

е) продольно армированные емкости при наличии требований непроницаемости штукатурных или плиточных изоляционных покрытий;

ж) другие элементы зданий и сооружений, в которых образование трещин не допускается или же раскрытие трещин должно быть ограничено по условиям эксплуатации.

Расчет каменных и армокаменных элементов по предельным состояниям второй группы производится на воздействие нормативных нагрузок при основных их сочетаниях. Расчет по раскрытию трещин внецентренно сжатых неармированных элементов при $e_0 > 0,7y$ должен производиться на воздействие расчетных нагрузок.

Расчет по раскрытию трещин

Расчет по раскрытию трещин (швов кладки) внецентренно сжатых каменных элементов при $e_0 > 0,7y$ (рис. 4.2,а) следует выполнять по формуле

$$N \leq \frac{\gamma_r \cdot R_{tb} \cdot A}{A \cdot (h - y) \cdot e_0 - I}, \quad (4.20)$$

где I - момент инерции сечения в плоскости действия изгибающего момента;

y - расстояние от центра тяжести сечения до его сжатого края;

R_{tb} - расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению (табл. 3.14);

γ_r - коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин, принимаемый по табл. 4.5.

Остальные значения те же, что и в разделе 4.1.2.

Формула (4.20) получена при следующих допущениях:

а) принимается линейная эпюра напряжений внецентренного сжатия как для упругого материала, что позволяет применить формулу сопротивления материалов для определения нормальных напряжений

$$\sigma = -\frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}; \quad (4.21)$$

б) расчет производится по условному краевому напряжению растяжения R_{tb} , которое характеризует величину раскрытия трещин в растянутой зоне и тогда формула (4.21) с учетом обозначений на рис. 4.2,б принимает вид

$$R_{tb} = \frac{M}{W} - \frac{N}{A} \quad \text{или} \quad R_{tb} = \frac{N \cdot e_0}{(h - y)} - \frac{N}{A}, \quad (4.22)$$

где $M = N \cdot e_0$ - момент от внецентренно приложенной нагрузки;

$W = \frac{I}{h-y}$ - момент сопротивления по растянутой зоне.

Преобразуя выражение (4.22), получим $R_{cb} = \frac{N}{A} \cdot \left[\frac{A \cdot e_0}{I/(h-y)} - 1 \right]$,

из которого и получено вышеприведенное значение N с учетом коэффициента условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин γ_r .

Таблица 4.5

Значения коэффициента условий работы кладки γ_r

Характеристика и условия работы кладки	Значение γ_r при предполагаемом сроке службы конструкций, лет		
	100	50	25
1	2	3	4
1. Неармированная внецентренно нагруженная и растянутая кладка	1,5	2,0	3,0
2. То же, с декоративной отделкой для конструкций с повышенными архитектурными требованиями	1,2	1,2	-
3. Неармированная внецентренно нагруженная кладка с гидроизоляционной штукатуркой для конструкций, работающих на гидростатическое давление жидкости	1,2	1,5	-
4. То же, с кислотоупорной штукатуркой или облицовкой на замазке на жидком стекле	0,8	1,0	1,0
<i>Примечание.</i> Коэффициент условий работы γ_r при расчете продольно армированной кладки на внецентренное сжатие, изгиб, осевое и внецентренное растяжение и главные растягивающие напряжения принимаются по табл. 4.5 с коэффициентами: $\kappa=1,25$ при $\mu \geq 0,1\%$; $\kappa=1,00$ при $\mu \leq 0,05\%$. При промежуточных процентах армирования - по интерполяции, выполняемой по формуле $\kappa=0,75+5 \cdot \mu$.			

Расчет по деформациям

Конструкции, в которых по условиям эксплуатации не допускается появление трещин в штукатурных и других покрытиях, должны быть проверены на деформации растянутых поверхностей. Эти деформации для неармированной кладки определяются при действии нормативных нагрузок, которые будут приложены после нанесения штукатурных или других покрытий.

Расчет по деформациям растянутых поверхностей каменных конструкций из неармированной кладки выполняется по следующим формулам:

при осевом растяжении $N \leq E \cdot A \cdot \epsilon_u$; (4.23)

при изгибе $M \leq \frac{E \cdot I \cdot \epsilon_u}{h-y}$; (4.24)

при внецентренном сжатии $N \leq \frac{E \cdot A \cdot \epsilon_u}{A \cdot (h-y) \cdot e_0 - 1} \cdot I$; (4.25)

при внецентренном растяжении $N \leq \frac{E \cdot A \cdot \epsilon_u}{A \cdot (h-y) \cdot e_0 + 1} \cdot I$ (4.26)

В формулах (4.23)...(4.26):

N и M- продольная сила и момент от нормативных нагрузок, которые будут приложены после нанесения на поверхность кладки штукатурки или плиточных покрытий;

ϵ_u - предельные относительные деформации, принимаемые по табл. 4.6;

(h-y)- расстояние от центра тяжести сечения кладки до наиболее удаленной его растянутой грани;

I- момент инерции сечения;

E- модуль деформаций кладки, определяемый по формуле $E=0,8 \cdot E_0$, где E_0 - модуль упругости (начальный модуль деформаций, определяемый по формуле (3.5).

Деформации по результатам расчета не должны превышать величин относительных деформаций ϵ_u , приведенных в табл. 4.6.

Следует отметить, что при продольном армировании конструкций, а также при оштукатуривании неармированной кладки по металлической сетке значения ϵ_u и вместе с ними несущая способность кладки по деформациям по формулам (4.23)...(4.26) возрастают на 25%.

Таблица 4.6

Значения предельных относительных деформаций неармированной кладки

Вид и назначение покрытий	ϵ_u
1	2
Гидроизоляционная цементная штукатурка для конструкций, подверженных гидростатическому давлению жидкости	$0,8 \cdot 10^{-4}$
Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле или однослойное покрытие из плиток каменного литья (диабаз, базальт) на кислотоупорной замазке	$0,5 \cdot 10^{-4}$
Двух- и трехслойные покрытия из прямоугольных плиток каменного литья на кислотоупорной замазке:	
а) вдоль длинной стороны плиток	$1,0 \cdot 10^{-4}$
б) то же, вдоль короткой стороны плиток	$0,8 \cdot 10^{-4}$

5. Расчет элементов армокаменных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп. Усиление кладки обоями

Несущая способность каменной кладки может быть повышена введением в рабочее сечение более прочных материалов для совместной работы их с кладкой. Наиболее распространённым способом усиления кладки является её армирование, которое может быть двух видов: а) поперечное (сетчатое) из стальных сеток, укладываемых в горизонтальных швах; б) продольное – из продольных арматурных стержней с хомутами, устанавливаемых снаружи кладки или внутри в швах между кирпичами. Поперечное армирование применяют, как правило, для повышения несущей способности элементов, работающих на сжатие; продольное – для усиления, главным образом, несущей способности кладки на растяжение, при изгибе и внецентренном сжатии. Кроме армирования, кладка может быть усилена железобетоном в виде так называемых комплексных конструкций и стальными или железобетонными обоями.

5.1. Элементы с поперечным сетчатым армированием

5.1.1. Материалы и конструирование элементов с сетчатым армированием

Поперечное (сетчатое) армирование с расположением арматуры в горизонтальных швах кладки (рис.5.1) препятствует развитию в ней поперечных деформаций, воспринимает растягивающее усилие и тем самым разгружает соответствующие компоненты кладки, повышая ее прочность в 2,0- 2,5 раза.

Сетчатое армирование применяется для усиления кладки из кирпича всех видов, а также из керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами при высоте ряда не более 150 мм. Усиление сетчатым армированием кладки из бетонных и природных камней с высотой ряда более 150 мм менее эффективно.

Сетчатое армирование допускается применять только в тех случаях, когда повышение марок кирпича, камней и растворов не обеспечивает требуемой прочности кладки и площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена.

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

Сетчатое армирование применяется только при отношении

$$\lambda_n = \frac{l_0}{h} \leq 15 \text{ или гибкостях } \lambda_i = \frac{l_0}{i} \leq 53, \text{ а также при эксцентриситетах,}$$

не выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольного сечения $e_0 \leq 0,17h$). При больших значениях гибкости и эксцентриситетов сетчатое армирование прочности кладки не повышает.

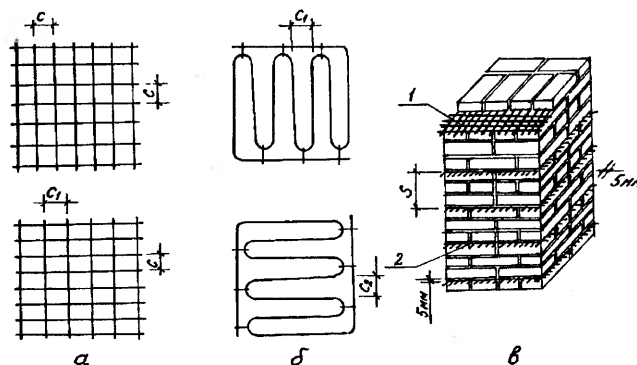


Рис. 5.1. Поперечное сетчатое армирование кладки: а – квадратная (прямоугольная) сетка; б – пара сеток «зигзаг»; в – укладка прямоугольных сеток в швы; 1 – арматурная сетка; 2 – выпуски арматурной сетки для контроля ее укладки

Марка кирпича, применяемого для армокаменных конструкций, как правило, должна быть не менее 75, а камня – не менее 50. Как исключение при соответствующем обосновании может быть допущено применение кирпича марки 50 и камня марки 35.

Марка раствора, в который укладывают арматуру, должна быть не ниже 50.

Для сетчатого армирования применяются сталь горячекатаная круглая гладкая класса А-1 и проволока обыкновенная арматурная низкоуглеродистая класса Вр - 1. При соответствующем обосновании допускается применение других видов сталей, используемых для армирования железобетонных конструкций.

Нормативные и расчетные сопротивления арматуры в армированной кладке принимаются в соответствии с данными, приведенными в табл. 3.16.

Для поперечного армирования применяются квадратные или прямоугольные в плане сетки или сетки типа «зигзаг» (рис. 5.1,а,б). Сетки типа «зигзаг» укладываются в 2 смежных рядах кладки так, чтобы направление стержней в них было взаимно перпендикулярным. Такая пара по несущей способности считается равноценной одной прямоугольной. Сетки «зигзаг» состоят из нечетного числа стержней (рис. 5.1,в).

Размеры ячеек сетки c_1 , c_2 принимаются не менее 30 мм и не более 120 мм, они также не должны превышать 1/3 наименьшего размера сечения в плане. Расстояние между сетками по высоте s не должно превышать 5 рядов кирпичной кладки из обыкновенного кирпича (40,0 см), 4 рядов кладки из утолщенного кирпича и 3 рядов кладки из керамических камней

и должно быть не более наименьшего размера сечения. В противном случае эффективность сетчатого армирования снижается, и оно рассматривается как конструктивное.

Диаметр стержней сеток принимается равным 3...8 мм. При диаметре стержней 6 мм и более применяется сетка типа «зигзаг» с целью недопущения чрезмерного увеличения толщины швов кладки. Швы кладки армокаменных конструкций должны иметь толщину, превышающую диаметр стержней не менее чем на 4 мм.

Минимальное значение сетчатого армирования, учитываемое в расчете, принимается равным 0,1%. Максимальный процент армирования принимается из условия, чтобы предел прочности армированной кладки не превышал 0,9 стандартной прочности кирпича. Практически процент армирования не рекомендуется принимать более 1.

Сетки типа «зигзаг» более эффективны по сравнению с прямоугольными, особенно в кладке ранних возрастов и в свежеиспеченной кладке. Это имеет практическое значение при необходимости повышения прочности зимней кладки в момент оттаивания.

5.1.2. Центральные сжатые элементы

Расчет центрально сжатых элементов с сетчатым армированием производится по формуле

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A, \quad (5.1)$$

где N - расчетная продольная сила;

m_g - коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки (см. п. 3.5);

φ - коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 3.23 для λ_h или λ_s при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием α_{sk} ;

A - площадь сечения элемента;

R_{sk} - расчетное сопротивление при центральном сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами на растворе марки 25 и выше по формуле

$$R_{sk} = R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \leq 2 \cdot R; \quad (5.2)$$

при прочности раствора менее 2,5 МПа (в процессе возведения кладки) - по формуле

$$R_{sk1} = R_1 + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}} \leq 2 \cdot R_1, \quad (5.3)$$

в которой отношение R_1/R_{25} при прочности раствора более 2,5 МПа принимается равным 1;

R - расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки;

R_1 - то же в рассматриваемый срок твердения раствора;

R_{25} - расчетное сопротивление кладки при марке раствора 25;

$$\mu = \frac{V_s \cdot 100}{V_k} - \text{процент армирования по объему.}$$

Для квадратной сетки из арматуры сечением A_{st} с размером ячейки c при расстоянии между сетками по высоте s

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{st}}{c \cdot s} \cdot 100. \quad (5.4)$$

При армировании сетками типа «зигзаг» за расстояние между ними принимается расстояние между сетками одного направления. Если сетка с прямоугольными ячейками с размерами ячейки c и c_1 , то процент армирования определяется по формуле

$$\mu = \frac{A_{st} \cdot (c + c_1)}{c \cdot c_1 \cdot s} \cdot 100. \quad (5.5)$$

Предельное значение процента армирования кладки сетчатой арматурой при центральном сжатии не должно превышать значения, полученного по формуле

$$\mu = 50 \cdot \frac{R}{R_s} \% \geq 0,1\%. \quad (5.6)$$

Подбор размеров ячеек сеток и расстояние между сетками при известном проценте армирования удобно производить, пользуясь табл. 5.1.

Таблица 5.1

Проценты армирования сетками при расположении их через 1 ряд кладки при высоте ряда 77 мм (в каждом шве), $s = 77$ мм

Размер ячейки c , см	Диаметр арматуры, мм					
	3	4	5	6	7	8
3 x 3	0,61	1,09	1,70	2,45	3,33	4,36
3,5 x 3,5	0,53	0,93	1,45	2,15	2,85	3,73
4 x 4	0,46	0,82	1,27	1,84	2,50	3,27
4,5 x 4,5	0,41	0,73	1,13	1,64	2,22	2,91
5 x 5	0,37	0,66	1,02	1,47	2,00	2,61
5,5 x 5,5	0,34	0,60	0,92	1,34	1,82	2,37
6 x 6	0,31	0,55	0,85	1,23	1,67	2,18
6,5 x 6,5	0,28	0,50	0,78	1,13	1,54	2,01
7 x 7	0,26	0,47	0,73	1,05	1,43	1,86
7,5 x 7,5	0,25	0,44	0,68	0,98	1,33	1,74
8 x 8	0,23	0,41	0,64	0,92	1,25	1,63
8,5 x 8,5	0,22	0,39	0,60	0,87	1,18	1,54
9 x 9	0,21	0,36	0,57	0,82	1,11	1,45
9,5 x 9,5	0,19	0,34	0,54	0,77	1,05	1,37
10 x 10	0,18	0,33	0,51	0,74	1,00	1,31

Примечание. При расположении сеток через несколько рядов кладки приведенный в таблице процент армирования уменьшается пропорционально количеству рядов.

5.1.3. Внецентренно сжатые элементы

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

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A_c \cdot \omega \quad (5.7)$$

или для прямоугольного сечения-

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{h}\right) \cdot \omega, \quad (5.8)$$

где R_{skb} - расчетное сопротивление армированной кладки при внецентренном сжатии, определяемое при марке раствора 50 и выше по формуле

$$R_{skb} = R + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{y}\right) \leq 2 \cdot R, \quad (5.9)$$

а при марке раствора менее 25 (проверка прочности кладки в период ее возведения) - по формуле

$$R_{skb} = R_1 + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{y}\right) \leq 2 \cdot R. \quad (5.10)$$

Остальные величины имеют те же значения, что и в разделах 4.1.1 и 4.1.2.

Предельное значение процента армирования сетчатой арматурой при внецентренном сжатии не должно превышать определенного по формуле

$$\mu = \frac{50 \cdot R}{\left(1 - \frac{2 \cdot e_0}{y}\right) \cdot R_s} \geq 0,1\%. \quad (5.11)$$

5.2. Каменные элементы с продольным армированием

5.2.1. Материалы и конструирование элементов с продольным армированием

Продольное армирование в каменных конструкциях применяют:

- во внецентренно сжатых элементах с большими эксцентриситетами, выходящими за пределы ядра сечения, где армирование поперечными сетками неэффективно;

- в центрально и внецентренно сжатых с небольшими эксцентриситетами элементах с гибкостью $\lambda_i > 15$ или $\lambda_i > 53$, когда не эффективно армирование поперечными сетками;

- в сжатых элементах при воздействии вибрационных или сейсмических нагрузок;

- в изгибаемых элементах (перекрыжках, стенах и т.п.).

Продольное армирование каменных конструкций:

- повышает прочность кладки;

- увеличивает сопротивляемость кладки растягивающим усилиям при внецентренном сжатии и изгибе;

- придает большую устойчивость конструкции;

- увеличивает сопротивляемость вибрационным и сейсмическим воздействиям;

- обеспечивает монолитность всего сооружения в целом.

Продольное армирование применяется в отдельных конструктивных элементах: столбах, стенах, пережках, рандбалках, подпорных стенах и т.п.

Для продольного армирования каменных элементов принимаются арматурные стали классов А-I, А-II, хомуты - из стали классов А-I, Вр-I. Арматурные каркасы продольно армированной кладки обычно делают вязаными, так как в них приходится при возведении кладки передвигать хомуты.

Кирпич для кладки может быть сплошной или пустотелый. Штукатурный или кладочный раствор, обволакивающий арматуру, должен быть марки не ниже 25, а во влажных условиях, а также в открытых и подземных конструкциях - не ниже 50.

Для элементов с учитываемой в расчете сжатой продольной арматурой не рекомендуется применять кирпич полусухого прессования и силикатный кирпич, так как прочность таких кирпичей в силу их повышенной деформативности используется недостаточно.

Защитный слой раствора продольной арматуры должен быть в сухих условиях не менее: в столбах и балках - 20 мм, в стенах - 10 мм; в тех же элементах, находящихся на открытом воздухе - соответственно 25 и 15 мм; в элементах, находящихся во влажных помещениях, а также в резервуарах и фундаментах и т.п. - 30 и 20 мм. Для хомутов толщина защитного слоя должна быть не менее 10 мм.

Толщина швов, в которых размещаются арматурные стержни, должна превышать диаметр стержней не менее чем на 4 мм.

Армирование столбов продольной вертикальной арматурой может быть внутренним (рис. 5.2,а) с укладкой арматуры в вертикальных швах кладки или наружным (рис. 5.2,б) под слоем цементного раствора, который защищает ее от коррозии. Внутреннее армирование применяется в столбах с большей стороной поперечного сечения более 64 см (2,5 кирпича) при наличии длительного воздействия агрессивной внешней среды или высокой температуры. В этом случае продольная сжатая арматура принимается диаметром не менее 8 мм. Хомуты принимаются диаметром 3-8 мм с шагом не более 20d (d - диаметр продольной арматуры) и располагаются в горизонтальных швах кладки.

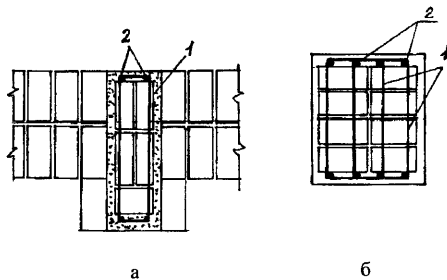


Рис. 5.2. Продольное армирование кирпичных конструкций (стен, столбов и др.): а – расположение арматуры в штрабе кладки; б – наружное расположение арматуры; 1 – поперечные хомуты; 2 – продольная арматура

Внешнее армирование столбов отличается простотой и удобством выполнения, и применяется во всех случаях, где отсутствуют те особые условия, которые требуют устройства внутренней арматуры. В этом случае сжатая арматура должна быть диаметром не менее 8 мм, а хомуты принимаются диаметром 3-8 мм с шагом не более 15d и не более 150 мм, и располагаются в горизонтальных швах кладки.

В столбах и простенках с продольной арматурой, независимо от ее расположения в сечении, процент армирования, учитываемый в расчетах, должен составлять не менее, %:

- для сжатой продольной арматуры $\mu_{\min}=0,1\%$;
- для растянутой продольной арматуры $\mu_{\min}=0,05\%$.

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

При расчете центрально и внецентренно сжатых элементов учитывается неполное использование прочности кладки при сжатии, работающей совместно с арматурой, введением коэффициента условий работы кладки 0,85, на который умножается расчетное сопротивление кладки, а также неполное использование работы сжатой продольной арматуры, расчетное сопротивление которой принимается по табл. 3.16.

В изгибаемых каменных элементах применение сжатой арматуры, учитываемой в расчете, допускается только в исключительных случаях, например, при ограниченной высоте сечения, при действии знакопеременных моментов и т.п.

В элементах с продольной арматурой, расположенной снаружи кладки, площадь сечения защитных (растворных) слоев в расчете не учитывается.

Модуль деформаций кладки с продольной арматурой вычисляется по тем же формулам, что и для кладки, армированной сетками.

Упругая характеристика кладки α с продольным армированием принимается как для неармированной кладки.

Расчет на прочность армированных столбов при осевом и внецентренном сжатии производится по стадии разрушения по аналогии с железобетонными элементами с учетом некоторых особенностей, отмеченных выше.

5.2.2. Центально сжатые элементы

Расчет на прочность элементов с продольной арматурой при центральном сжатии (рис. 5.3,а) производится по формулам:

$$N \leq \varphi \cdot (0,85 \cdot m_g \cdot R \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s); \quad (5.12)$$

$$A'_s = \frac{N - \varphi \cdot 0,85 \cdot m_g \cdot R \cdot A}{\varphi \cdot R_{sc}}; \quad (5.13)$$

$$\mu = \frac{A'_s}{A} \cdot 100, \quad (5.14)$$

где N- продольная расчетная сила;

φ - коэффициент продольного изгиба (см. раздел 3.5);

m_g - коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки (см. раздел 3.5);

R- расчетное сопротивление кладки;

A- площадь сечения кладки;

R_{sc} - расчетное сопротивление продольной сжатой арматуры (табл. 3.16);

A'_s - площадь сечения продольной арматуры.

5.2.3. Внецентренно сжатые элементы

При расчете на прочность внецентренно сжатых элементов с продольной арматурой различают два случая (рис. 5.3,б,в):

случай малых эксцентриситетов (рис.5.3,б), когда соблюдается условие:

$$\text{при любой форме поперечного сечения} \\ S_c < 0,8 \cdot S_0; \quad (5.15)$$

$$\text{при прямоугольной форме поперечного сечения} \\ x < 0,55 \cdot h_0; \quad (5.16)$$

случай больших эксцентриситетов (рис. 5.3,в), когда соблюдается условие:

$$\text{при любой форме поперечного сечения} \\ S_c \geq 0,8 \cdot S_0; \quad (5.17)$$

$$\text{при прямоугольной форме поперечного сечения} \\ x \geq 0,55 \cdot h_0; \quad (5.18)$$

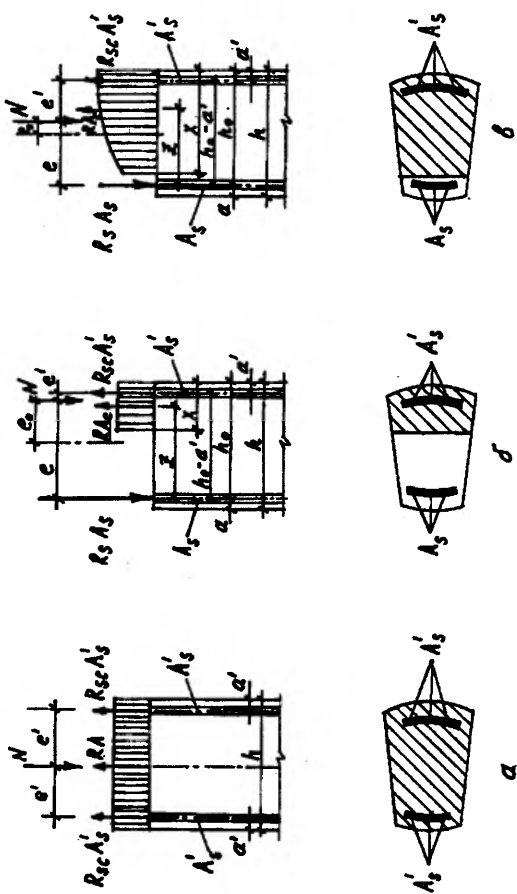


Рис. 5.3. Внецентренное сжатие армированной кладки: а – центральное сжатие; б – случай $S_e < 0,8 S_0$; в – случай $S_e > 0,8 S_0$

В формулах (5.15) ... (5.18)
 S_c – статический момент сжатой зоны сечения кладки относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры A_s ;

S_0 – статический момент всего сечения кладки относительно центра тяжести растянутой A_s или менее сжатой арматуры;
 x – высота сжатой зоны сечения [2].

Границы между указанными случаями установлены на основании экспериментов. Расчёт выполняется по стадии разрушения (аналогично железобетонным конструкциям) из условий равновесия внешних и внутренних сил:

- уравнения моментов (условие прочности);
- уравнения проекций усилий в сечении, из которого определяется высота сжатой зоны x [2].

Статический момент S_0 при любой форме поперечного сечения определяется по формуле

$$S_0 = A \cdot (h_0 - y), \quad (5.19)$$

где A – площадь сечения кладки;

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

h – высота всего сечения;

a – толщина защитного слоя со стороны арматуры A_s ;

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

При прямоугольной форме сечения

$$S_0 = 0,5 \cdot b \cdot h_0^2, \quad (5.20)$$

где b – ширина прямоугольного сечения.

Статический момент S_c зависит от формы и размеров сечения, положения нейтральной оси и защитного слоя. Формулы для наиболее часто встречающихся случаев при определении S_c приведены в табл. 1 приложения 7 [2]. В табл. 2, 3 и 4 этого приложения приведены формулы для расчета внецентренно сжатых элементов с продольной арматурой, а также пояснения к таблицам.

5.2.4. Изгибаемые элементы

Расчет прочности армированных изгибаемых элементов прямоугольного сечения со стержневой арматурой производится по формулам:

а) при двойной арматуре

$$M \leq R \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'); \quad (5.21)$$

при этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R \cdot b \cdot x = R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s; \quad (5.22)$$

б) при одиночной арматуре

$$M \leq 1,25 \cdot R \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2} \right); \quad (5.23)$$

при этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$1,25 \cdot R \cdot b \cdot x = R_s \cdot A_s. \quad (5.24)$$

Высота сжатой зоны кладки должна во всех случаях удовлетворять условиям

$$x \leq 0,55 \cdot h_0 \text{ и } x \geq 2 \cdot a'. \quad (5.25)$$

Расчет изгибаемых элементов на поперечную силу выполняется по формуле

$$Q \leq R_w \cdot b \cdot z, \quad (5.26)$$

где $z = h_0 - \frac{x}{2}$ при прямоугольном сечении.

При недостаточной прочности кладки на поперечную силу необходима установка хомутов или устройство отгибов, расчет которых производится по [3].

5.2.5. Центрально растянутые элементы

Расчет прочности каменных элементов с продольной арматурой при центральном растяжении производится по формуле

$$N \leq R_s \cdot A_s. \quad (5.27)$$

5.2.6. Армирование стен

Армирование стен применяется в следующих случаях:

- при необходимости увеличить сопротивление изгибу стен, подверженных боковому воздействию сыпучих материалов, воды и т.п.;
- для повышения устойчивости стен при больших гибкостях;
- для повышения сопротивления кладки стен действию вибрационной и сейсмической нагрузки.

Существует два способа армирования стен продольной арматурой: армирование горизонтальной арматурой, располагаемой в швах кладки. Такое армирование возможно при наличии вертикальных элементов - стоек, пилястр, служащих для восприятия горизонтальных нагрузок, передаваемых от стен (рис. 5.4,а).

армирование горизонтальной арматурой в швах кладки и вертикальной арматурой, располагаемой снаружи кладки (рис. 5.4,б). Такое армирование применяется при наличии как вертикальных, так и горизонтальных элементов - столбов, пилястр, междуэтажных перекрытий. Расстояние между горизонтальными швами, в которых располагается арматура, принимается не более $8h$ (h - толщина стены), а диаметр стержней 3...8 мм. Вертикальные стержни ($d \leq 10$ мм) связываются между собой стяжками, пропускаемыми в горизонтальных швах через толщину кладки и располагаемыми с максимальным шагом $80d$ (d - диаметр вертикальной арматуры).

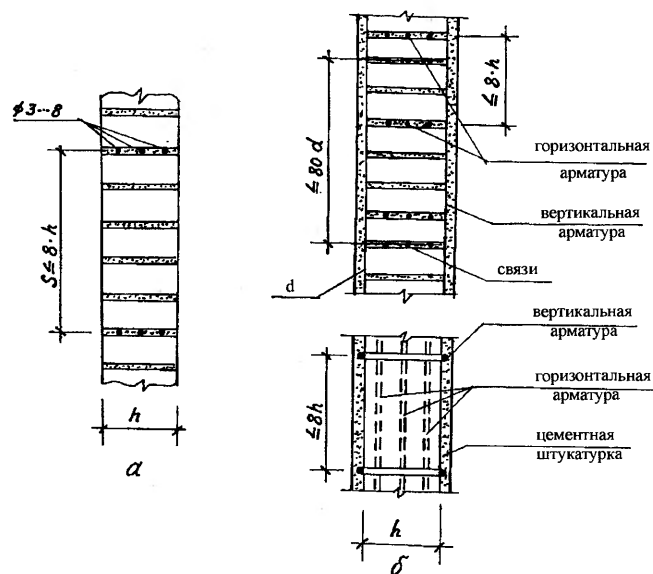


Рис. 5.4.

Стены с наружной вертикальной арматурой обязательно оштукатуриваются цементным раствором марки 50, при этом толщина защитного слоя должна быть не менее 15 мм в нормальных условиях и 25 мм при повышенной влажности.

Процент армирования рекомендуется принимать не менее 0,05%.

Конструктивное армирование стен допускает увеличение предельных гибкостей против величин, установленных для неармированной кладки на 20% при армировании в одном направлении и на 30% при армировании в двух направлениях.

Расчет на прочность армированных стен, подверженных изгибу, выполняется как и для железобетонных элементов по стадии разрушения (рис. 5.5) и основывается на двух уравнениях равновесия: уравнения моментов (условие прочности) и суммы проекций всех сил на продольную ось элемента

$$M \leq R \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A_s' \cdot (h_0 - a'); \quad (5.28)$$

$$R_s \cdot (A_s - A'_s) - R \cdot b \cdot x = 0. \quad (5.29)$$

Обозначения в формулах (5.28), (5.29) аналогичные приведенным выше.

Расчет на прочность армированных гибкой арматурой стен, работающих на растяжение, исходит только из прочности арматуры

$$N \leq R_s \cdot A_s. \quad (5.30)$$

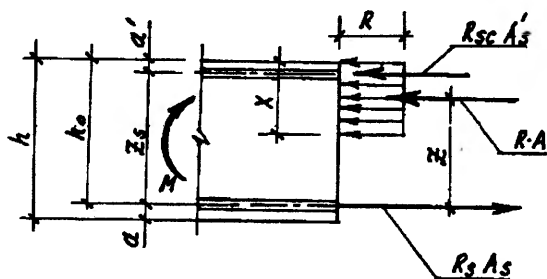


Рис. 5.5.

5.3. Каменные конструкции, усиленные железобетоном (комплексные конструкции)

5.3.1. Материалы и конструирование комплексных конструкций

Комплексными называются элементы каменной кладки с включениями в них железобетона, работающего совместно с кладкой. При этом железобетон рекомендуется располагать с внешней стороны кладки, что позволяет проконтролировать качество уплотнения уложенной бетонной смеси и является более рациональным при внецентренном сжатии и изгибе (рис. 5.6, а, б). В отдельных случаях железобетон располагается внутри кладки (рис. 5.6, в).

Усиление каменных конструкций железобетоном применяется в тех же случаях, что и кладка с продольным армированием, а также когда требуется значительно увеличить несущую способность сильно нагруженных элементов при центральном и внецентренном сжатии. Применение в этом случае комплексных конструкций позволяет уменьшить размеры сечений элементов.

Такой вид усиления каменных конструкций и название «комплексные конструкции» предложены проф. П.Л. Пастернаком.

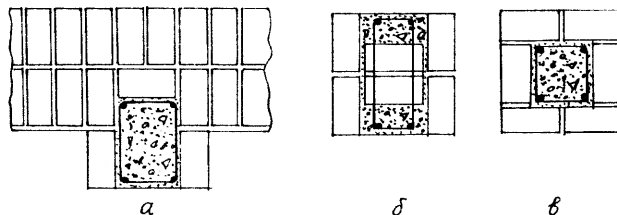


Рис. 5.6. Схемы сечений комплексных элементов: а – одностороннее расположение железобетона; б – расположение железобетона в штрабе; в – расположение железобетона внутри кладки

Железобетонный скелет, пронизывающий каменную кладку, бетонируется по мере возведения каменной кладки (ярусами высотой до 1,2 м при внутреннем расположении железобетонного сердечника или на всю высоту этажа при наружном расположении железобетона). Железобетон, а именно, его продольная арматура, воспринимает все растягивающие усилия при изгибе и внецентренном сжатии, а кладка и частично железобетон воспринимают сжимающие усилия.

Для комплексных конструкций применяются материалы, указанные в разделе 5.2 и бетон класса не выше В12,5. Площадь сечения продольной арматуры должна составлять не более 1,5% площади сечения бетона.

Арматурные каркасы в бетоне комплексных элементов делают обычно вязаными. Диаметр стержней растянутой арматуры в них принимают не менее 5 мм, сжатой – не менее 8 мм. Толщина защитного слоя бетона для стержней продольной арматуры должна быть не менее 20 мм при их диаметре до 20 мм и 25 мм – при больших диаметрах. Расстояние в свету между этими стержнями должно быть не менее 25 мм и не менее их диаметра. Хомуты следует располагать по высоте не реже чем через 300 мм (4 ряда одинарного кирпича).

При усилении стен здания горизонтальные железобетонные пояса располагают с шагом не более 8h (h – толщина стены). Высоту поясов принимают кратной толщине ряда кладки.

Расчет каменных конструкций на прочность выполняется аналогично расчету армокаменных конструкций с продольным армированием с добавлением к кладке и арматуре еще и бетона.

5.3.2. Центральное сжатые элементы

Расчет прочности комплексных элементов при центральном сжатии выполняется по формуле

$$N \leq \varphi_{cs} \cdot [0,85 \cdot m_g \cdot (R \cdot A + R_b \cdot A_b) + R_{sc} \cdot A'_s], \quad (5.31)$$

где N – продольная расчетная сила;

0,85- коэффициент условий работы кирпичной кладки, учитывающий неполное использование ее сопротивления;

m_g -коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки (см. раздел 3.5);

R - расчетное сопротивление кладки;

A - площадь сечения кладки;

R_b и R_{sc} - расчетные сопротивления бетона и арматуры, принимаемые по [3];

A_b - площадь сечения бетона;

A'_s - площадь сечения продольной арматуры;

φ_{cs} - коэффициент продольного изгиба комплексной конструкции, принимаемый по разделу 3.5 при упругой характеристике кладки, равной

$$\alpha_{cs} = \frac{E_{0,red}}{R_{red}}. \quad (5.32)$$

Приведенный модуль упругости комплексных элементов и приведенное временное сопротивление комплексного сечения определяют по формулам:

$$E_{0,red} = \frac{E_{ok} \cdot I_k + E_b \cdot I_b}{I_k + I_b}, \quad (5.33)$$

$$R_{red} = \frac{R_u \cdot A + R_{nb} \cdot A_b}{A + A_b}. \quad (5.34)$$

В формулах (5.33) и (5.34):

E_{ok} , E_b - начальные модули упругости кладки и бетона, определяемые для кладки по разделу 3.4, для бетона- по [3];

I_k , I_b - моменты инерции сечения кладки и бетона;

$R_u=2 \cdot R$ - временное сопротивление сжатию кладки;

R_{nb} - нормативное сопротивление бетона, сжатию, принимаемое по [3].

5.3.3. Внецентренно сжатые элементы

При внецентренном сжатии комплексных элементов, аналогично каменным элементам с продольным армированием, различают два случая:

а) случай 1, когда соблюдается условие

$$S_c \geq 0,8 \cdot S_0; \quad (5.35)$$

б) случай 2, когда соблюдается условие

$$S_c < 0,8 \cdot S_0. \quad (5.36)$$

В случае 1 расчет прочности производится по формуле

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} \cdot [0,85 \cdot m_g \cdot (R \cdot S_k + R_b \cdot S_b) + R_{sc} \cdot S'_s]}{e}. \quad (5.37)$$

Если сила N приложена между центрами тяжести арматуры A_s и A'_s , то должно быть соблюдено дополнительное условие:

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} \cdot [0,85 \cdot m_g \cdot (R \cdot S_{k1} + R_b \cdot S_{b1}) + R_{sc} \cdot S'_s]}{e'}. \quad (5.38)$$

При одиночной арматуре ($A'_s=0$) расчет производится по формуле

$$N \leq \frac{\varphi_{cs} \cdot m_g \cdot (R \cdot S_k + R_b \cdot S_b)}{e}. \quad (5.39)$$

В формулах (5.35)...(5.39):

$S_0 = S_k + \frac{R_b}{R} \cdot S_b$ - статический момент площади комплексного сечения (приведенного к кладке) относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры A_s ;

$S_c = S_{cs} + \frac{R_b}{R} \cdot S_{bc}$ - статический момент площади сжатой зоны

сечения (приведенного к кладке) относительно центра тяжести арматуры A_s ;

S_{kc} и S_{bc} -статические моменты площадей сжатой части сечения

кладки и бетона относительно центра тяжести арматуры A_s ;

S_k , S_b и S_s - статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры A'_s относительно центра тяжести арматуры A_s ;

S_{k1} , S_{b1} и S'_s - статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры A_s относительно центра тяжести арматуры A'_s ;

e и e' - расстояния от точки приложения силы N до центра тяжести арматуры A_s и A'_s .

Если центры тяжести арматуры A_s и A'_s находятся на расстоянии свыше 5 см от граней сечения, то в формулах (5.38) и (5.39) статические моменты и эксцентриситеты e и e' определяются относительно грани сечения.

Расчет внецентренно сжатых элементов комплексных конструкций с большими эксцентриситетами (с расположением бетона с внешней стороны кладки), при которых соблюдается условие $S_c < 0,8 \cdot S_0$, выполняется по формуле

$$N \leq \varphi_{cs} \cdot [m_g \cdot (0,85 \cdot R \cdot A_{cs} + R_b \cdot A_{bc}) + R_{sc} \cdot A'_s - R_s \cdot A_s]. \quad (5.40)$$

Положение нейтральной оси в этом случае определяется из уравнения

$$m_g \cdot (0,85 \cdot R \cdot S_{cs,N} + R_b \cdot S_{bc,N}) \pm R_{sc} \cdot A'_s \cdot e' - R_s \cdot A_s \cdot e = 0. \quad (5.41)$$

В формуле (5.41) знак «плюс» принимается, если сила N приложена за пределами арматуры A_s и A'_s ; знак «минус»- если сила N приложена между центрами тяжести арматуры A_s и A'_s .

При одиночной арматуре ($A'_s=0$) расчет производится по формуле

$$N \leq \varphi_{cs} \cdot [m_g \cdot (0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot A_{cs} + R_b \cdot A_{bc}) - R_s \cdot A_s] \quad (5.42)$$

и положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$m_g \cdot (0,85 \cdot \omega \cdot R \cdot S_{cs,N} + R_b \cdot S_{bc,N}) - R_s \cdot A_s \cdot e = 0 \quad (5.43)$$

В формулах (5.40)...(5.43):

A_{cs} - площадь сжатой зоны кладки;

A_{bc} - площадь сжатой зоны бетона;

$S_{cs,N}$ - статический момент сжатой зоны кладки относительно точки приложения силы;

$S_{bc,N}$ - статический момент сжатой зоны бетона относительно точки приложения силы.

5.3.4. Изгибаемые элементы

Расчет прочности изгибаемых элементов комплексных конструкций производится по формуле

$$M \leq R \cdot S_{cs} + R_b \cdot S_{bc} + R_s \cdot S_s; \quad (5.44)$$

положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s = R \cdot A_{cs} + R_b \cdot A_{bc}. \quad (5.45)$$

Высота сжатой зоны комплексного сечения должна во всех случаях удовлетворять условиям:

$$S_c < 0,8 \cdot S_0 \text{ и } z \leq h_0 - a'. \quad (5.46)$$

В условиях (5.44) и (5.46) S_0 , S_c , S_{cs} и S_{bc} принимаются такими же, как при внецентренном сжатии, а плечо внутренней пары сил z принимается равным расстоянию от точки приложения равнодействующей усилий $R \cdot A_{cs}$ и $R_b \cdot A_{bc}$ до центра тяжести арматуры A_s .

При одиночной гибкой арматуре ($A'_s=0$) расчет прочности выполняется по формуле

$$M \leq R \cdot S_{cs} + R_b \cdot S_{bc} \quad (5.47)$$

и положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_s \cdot A_s = R \cdot A_{cs} + R_b \cdot A_{bc}. \quad (5.48)$$

Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций на поперечную силу производится по формуле

$$Q \leq R_{tw} \cdot b \cdot z, \quad (5.49)$$

где R_{tw} - расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям, принимаемое по табл. 3.14, 3.15;

b - ширина сечения;

z - плечо внутренней пары сил, которое для прямоугольного сечения равно $z=h_0-0,5 \cdot x$.

В случае, когда прочность кладки при расчете на поперечную силу недостаточна, требуется установка хомутов или устройство отгибов в соответствии с указаниями [3].

5.4. Каменные конструкции, усиленные обоймой

Одним из наиболее эффективных методов повышения несущей способности существующей каменной кладки является включение ее в обойму. В этом случае кладка работает в условиях всестороннего сжатия, что значительно увеличивает ее сопротивляемость воздействию продольной силы.

Применяются три основных вида обойм: стальные, железобетонные и армированные растворные.

Основными факторами, влияющими на эффективность обойм, являются: процент поперечного армирования обоймы (хомутами), класс бетона или марка штукатурного раствора и состояние кладки, а также схема передачи усилия на конструкцию.

С увеличением процента армирования хомутами притрост прочностности кладки растет непропорционально, а по затухающей кривой.

Опытами установлено, что кирпичные столбы и простенки, имеющие трещины, а затем усиленные обоймами, полностью восстанавливают свою несущую способность.

Стальная обойма состоит из вертикальных уголков, устанавливаемых на растворе по углам усиливаемого элемента, и хомутов из полосовой стали или круглых стержней, приваренных к уголкам. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения и не свыше 50 см (рис. 5.7,а). Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора толщиной 25...30 мм. Для надежного сцепления раствора стальные уголки закрываются металлической сеткой.

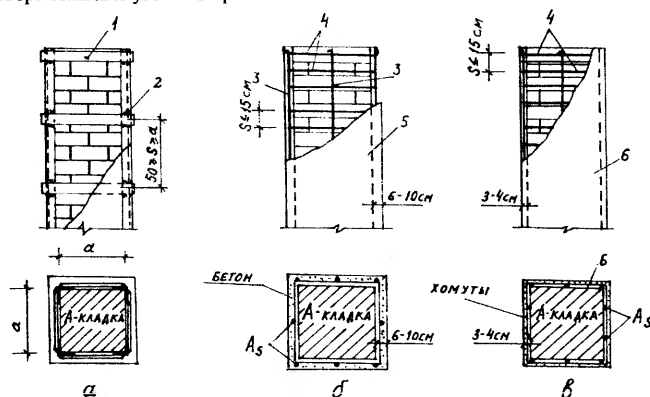


Рис. 5.7. Схемы усиления кирпичных столбов обоймами: а - металлической; б - железобетонной; в - армированной штукатуркой; 1 - планка сечением 35х5...60х12 мм; 2 - сварка; 3 - стержни диаметром 5...12 мм; 4 - хомуты диаметром 4...10 мм; 5 - бетон класса В12,5...В15; 6 - штукатурка (раствор марки 50...100)

Железобетонная обойма выполняется из бетона классов В12,5...В15 с армированием вертикальными стержнями и сварными хомутами. Расстояние между хомутами должно быть не свыше 15 см. Толщина обоймы назначается по расчету и принимается от 6 до 10 см (рис. 5.7.б).

Обойма из раствора армируется аналогично железобетонной, но вместо бетона арматура покрывается слоем цементного раствора марки 50...100 (рис. 5.7,в).

Расчет конструкций из кирпичной кладки, усиленной обоймами, при центральном и внецентренном сжатии при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, производится по формулам:

при стальной обойме

$$N \leq \psi \cdot \varphi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{2,5 \cdot \mu}{1 + 2,5 \cdot \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s \right]; \quad (5.50)$$

при железобетонной обойме

$$N \leq \psi \cdot \varphi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{3 \cdot \mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A + m_b \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A'_s \right]; \quad (5.51)$$

при армированной растворной обойме

$$N \leq \psi \cdot \varphi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{2,8 \cdot \mu}{1 + 2 \cdot \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A \right]; \quad (5.52)$$

Коэффициенты ψ и η принимаются при центральном сжатии $\psi=1$ и $\eta=1$; при внецентренном сжатии (по аналогии с внецентренно сжатыми элементами с сетчатым армированием):

$$\psi = 1 - \frac{2 \cdot e_0}{h}; \quad \eta = 1 - \frac{4 \cdot e_0}{h}. \quad (5.53)$$

В формулах (5.50)...(5.52):

- N- продольная сила;
- A- площадь сечения усиливаемой кладки;
- A'_s- площадь сечения продольных уголков стальной обоймы или продольной арматуры железобетонной обоймы;
- A_b- площадь сечения бетона обоймы, заключенная между хомутами и кладкой (без учета защитного слоя);
- R_sw- расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы;
- R_sc- расчетное сопротивление уголков или продольной сжатой арматуры;
- φ - коэффициент продольного изгиба (при определении φ значение α принимается как для неусиленной кладки);
- m_g - коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки;
- m_k - коэффициент условий работы кладки, принимаемый равным 1 для кладки без повреждений и 0,7- для кладки с трещинами;

m_b - коэффициент условий работы бетона, принимаемый равным 1- при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу обоймы, 0,7- при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры снизу обоймы и 0,35- без непосредственной передачи нагрузки на обойму;

μ - процент армирования хомутами или поперечными планками, определяемый по формуле

$$\mu = \frac{2 \cdot A_s (h + b) \cdot 100}{h \cdot b \cdot s}, \quad (5.54)$$

где h, b - размеры сторон усиливаемого элемента;

s - расстояние между осями планок при стальных обоймах ($h \geq s \leq b$, но не более 50 см) или между хомутами при железобетонных и штукатурных обоймах ($s \leq 15$ см).

Расчетные сопротивления арматуры, принимаемой при устройстве обойм, принимаются по табл. 3.17.

С увеличением размеров сечения (ширины) элементов при соотношении их сторон от 1:1 до 1:2,5 эффективность обойм несколько снижается, однако это снижение незначительно и практически его можно не учитывать.

Когда соотношение сторон сечения элемента превышает указанную выше величину (широкие простенки, стены и т.п.) необходима установка дополнительных поперечных связей, пропускаемых через кладку и располагаемых по длине сечения на расстоянии не более $2h$ и не более 100 см, где h - толщина стены. По высоте стен расстояние между связями должно быть не более 75 см. Связи должны быть надежно соединены со стальными элементами обоймы. Расчет дополнительных поперечных связей производится по формуле (5.51), при этом коэффициент условий работы связей принимается равным 0,5.

5.5. Расчет элементов армокаменных конструкций по предельным состояниям второй группы

Армированные каменные конструкции, деформации которых по условиям эксплуатации должны быть ограничены, рассчитываются по раскрытию трещин. Расчет по раскрытию трещин элементов с сетчатой арматурой при расположении продольной силы в ядре сечения выполняется так же, как и в неармированной кладке.

Расчет по раскрытию трещин в продольно армированных внецентренно сжатых, изгибаемых и растянутых элементах производится в том случае, если они находятся в условиях агрессивной для арматуры среды, а также при требовании непроницаемости штукатурки или облицовки поверхности конструкций.

При выполнении расчетов необходимо соблюдение следующих требований:

- усилия определяют от нормативных нагрузок, а коэффициенты условий работы кладки принимают по табл. 4.5 (с учетом примечания к ней);
- расчет производится по полному сечению с использованием линейного закона распределения напряжений по сечению. Для расчета сече-

ние элемента приводится к одному материалу (стали) по соотношению модулей упругости кладки и стали

$$n_{red} = \frac{E_0}{E_s}; \quad (5.55)$$

расчетные сопротивления арматуры R_s принимаются по табл. 5.2.

Расчет по раскрытию трещин элементов каменных конструкций с продольным армированием выполняется по формулам, в которых используются приведенные геометрические характеристики сечений. Площадь сечения, расстояние центра тяжести сечения до сжатой грани и момент инерции приведенного сечения определяются по формулам:

$$A_{red} = n_{red} \cdot A + A_s + A'_s; \quad (5.56)$$

$$y_{red} = \frac{n_{red} \cdot A \cdot y + A_s \cdot h_0 + A'_s \cdot a'}{A_{red}}; \quad (5.57)$$

$$I_{red} = n_{red} \cdot I + n_{red} \cdot A(y_{red} - y)^2 + A_s(h_0 - y_{red})^2 + A'_s(y_{red} - a')^2. \quad (5.58)$$

В формулах (5.56)...(5.58):

n_{red} - отношение модулей упругости кладки и стали;

A , y , I - площадь сечения, расстояние от центра тяжести сечения до сжатой грани и момент инерции сечения кладки;

A_{red} , y_{red} , I_{red} - те же величины для приведенного сечения;

A_s - площадь сечения растянутой арматуры;

A'_s - площадь сечения сжатой арматуры;

h_0 - рабочая высота сечения;

a - расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до растянутого края сечения;

a' - расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до сжатого края сечения.

Расчет по раскрытию трещин каменных конструкций с продольным армированием производится по формулам:

на осевое растяжение

$$N \leq \gamma_r \cdot R_s \cdot A_{red}; \quad (5.59)$$

на изгиб

$$M \leq \frac{\gamma_r \cdot R_s \cdot I_{red}}{h_0 - y_{red}}; \quad (5.60)$$

на внецентренное сжатие

$$N \leq \frac{\gamma_r \cdot R_s \cdot A_{red}}{\frac{A_{red}(h_0 - y_{red})e_0}{I_{red}} - 1}; \quad (5.61)$$

на внецентренное растяжение

$$N \leq \frac{\gamma_r \cdot R_s \cdot A_{red}}{\frac{A_{red}(h_0 - y_{red})e_0}{I_{red}} + 1}; \quad (5.62)$$

В формулах (5.59)...(5.62):

R_s - расчетное сопротивление арматуры по раскрытию трещин (швов кладки), принимаемое по табл. 5.2;

N , M - продольная сила и момент от нормативных нагрузок (при расчете конструкций по раскрытию трещин в штукатурных и плиточных покрытиях усилия определяются по нормативным нагрузкам, которые будут приложены после нанесения покрытия);

γ_r - коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин по табл. 4.5 с учетом примечания к ней;

A_{red} , y_{red} , I_{red} - параметры приведенного сечения по формулам (5.56)...(5.58);

$e_0 = \frac{M}{N}$ - эксцентриситет продольной силы N .

Таблица 5.2
Расчетные сопротивления арматуры R_s в продольно армированных каменных конструкциях, МПа (кгс/см²)

Конструкции	Условия работы	Расчетные сопротивления арматуры при предполагаемом сроке службы конструкций, лет		
		100	50	25
1	2	3	4	5
Продольно армированные изгибаемые и растянутые элементы в условиях агрессивной для арматуры среды	Растяжение кладки в горизонтальном направлении (по перевязанному сечению)	42 (420)	60 (600)	60 (600)
	Растяжение кладки в вертикальном направлении (по неперевязанному сечению)	25 (250)	35 (350)	35 (350)
Продольно армированные емкости при наличии требований непроницаемости покрытий каменных конструкций	Гидроизоляционная штукатурка	17 (170)	25 (250)	35 (350)
	Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле и однослойное покрытие из плиток каменного литья на кислотоупорной замазке	12 (120)	15 (150)	15 (150)
	Двух- и трехслойное покрытие из прямоугольных плиток каменного литья на кислотоупорной замазке:			
	растяжение вдоль длинной стороны плиток	30 (300)	35 (350)	35 (350)
растяжение вдоль короткой стороны плиток	17 (170)	25 (250)	25 (250)	

Таблица 6.1

6. Проектирование каменных стен зданий

6.1. Классификация стен. Конструктивные схемы каменных зданий

Сплошные и многослойные каменные стены применяют в гражданском и промышленном строительстве в качестве ограждающих и несущих конструкций. В зависимости от назначения здания, количества этажей, высоты этажей и других факторов стены могут быть:

- несущие, воспринимающие кроме нагрузок от собственного веса и ветра также нагрузки от покрытий, перекрытий, кранов и т.п.;
- самонесущие, воспринимающие нагрузку только от собственного веса стен всех вышележащих этажей здания и ветровую нагрузку;
- ненесущие (в том числе навесные), воспринимающие нагрузку только от собственного веса и ветра в пределах одного этажа при высоте этажа не более 6 м; при большей высоте этажа эти стены относятся к самонесущим;

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

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

Продольные и поперечные стены каменных зданий вместе с покрытиями и покрытиями образуют пространственную систему, работающую на восприятие всех нагрузок, действующих на здание.

Пространственная жесткость каменных зданий зависит от жесткости всех элементов, составляющих эти здания: стен, столбов, перекрытий и покрытий. Жесткость же самих элементов, образующих здание, зависит в свою очередь от размеров поперечных сечений, от размеров пролетов (высот) и условий сопряжения отдельных элементов между собой.

Для обеспечения совместной работы горизонтальных частей здания (покрытий, перекрытий, ферм и т.п.) со стенами и столбами они должны быть связаны друг с другом при помощи анкеров. Постоянные и временные нагрузки, действующие на каждый из взаимосвязанных элементов, вызывают в несущих каменных стенах и столбах внецентренное сжатие и изгиб.

Прочность и устойчивость стен и столбов проверяется расчетом. Коэффициент β (отношение высоты стены между перекрытиями H к ее толщине или меньшему размеру прямоугольного сечения столба $\beta=H/h$) должен удовлетворять требованиям норм. Величина β зависит от так называемой группы кладки, устанавливаемой в зависимости от вида кладки и марки раствора (табл. 6.1), конструктивного назначения стены (несущая, ненесущая), способа ее опирания, наличия и величины проемов и т.д.

Вид кладки	Группа кладки			
	I	II	III	IV
	2	3	4	5
1. Сплошная кладка из кирпича и камней марки 50 и выше	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	-	-
2. То же, марок 35 и 25	-	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	-
3. То же, марок 15, 10 и 7	-	-	На любом растворе	На любом растворе
4. То же, марки 4	-	-	-	То же
5. Крупные блоки из кирпича или камней (вибрированные и невибрированные)	На растворе марки 25 и выше	-	-	-
6. Кладка из грунтовых материалов (грунтоблоки и сырцовый кирпич)	-	-	На известковом растворе	На глиняном растворе
7. Облегченная кладка из кирпича или бетонных камней с перевязкой горизонтальными тычковыми рядами или скобами	На растворе марки 50 и выше с заполнением бетоном класса не ниже В2 или вкладышами марок 25 и выше	На растворе марки 25 с заполнением бетоном или вкладышами марки 15	На растворе марки 10 и с заполнением засыпкой	-
8. Облегченная кладка из кирпича или камней колодезная (с перевязкой вертикальными диафрагмами)	На растворе марки 50 и выше с заполнением теплоизоляционными плитами или засыпкой	На растворе марки 25 с заполнением теплоизоляционными плитами или засыпкой	-	-
9. Кладка из постелистого бута	-	На растворе марки 25 и выше	На растворе марок 10 и 4	На глиняном растворе
10. Кладка из рваного бута	-	На растворе марки 50 и выше	На растворе марок 25 и 10	На растворе марки 4
11. Бутобетон	На бетоне класса В7,5 и выше	На бетоне классов В5 и В3,5	На бетоне класса В2,5	-

Значения предельных отношений $\beta = H/h$ при свободной длине стены $l \leq 2,5H$ приведены в табл. 6.2, а поправочные коэффициенты к ним для различных условий конструирования стен и перегородок - в табл. 6.3.

Для столбов предельные отношения β снижаются до 60%, так как столбы имеют меньшие сечения и при пожарах могут получить большие ослабления, чем стены, обладающие большими поверхностями. Кроме того, столбы как конструкции, обладающие меньшей массой, чем стены, более чувствительны к случайным ударам и перегрузкам. Значения коэффициентов снижения предельных отношений β для столбов приведены в табл. 6.4.

Таблица 6.2

Предельные отношения $\beta = H/h$ для стен без проемов, несущих нагрузки от перекрытий, при свободной длине стены менее $2,5H$ (для кладок из каменных материалов правильной формы)

Марка раствора	Предельные отношения β при группе кладки			
	I	II	III	IV
50 и выше	25	22	-	-
25	22	20	17	-
10	20	17	15	14
4	-	15	14	13

Если стена или перегородка характеризуется условиями, отличными от указанных в табл. 6.2, то предельные отношения β умножаются на поправочные коэффициенты, приведенные в табл. 6.3.

Таблица 6.3

Поправочные коэффициенты K к предельным отношениям для различных условий конструирования стен и перегородок

Характеристика стен и перегородок	Коэффициент K
1	2
Стены с проемами	$\sqrt{\frac{A_n}{A_b}}$
Перегородки с проемами	0,9
Стены и перегородки, не несущие нагрузки от перекрытий или покрытий при толщине, см:	
25 и более	1,2
10 и менее	1,8
Стены и перегородки при свободной их длине между прилегающими поперечными стенами или колоннами от 2,5 до 3,5H	0,9
То же при $l > 3,5H$	0,8
Стены из бутовых кладок и бутобетона	0,8

Примечания: 1. Общий коэффициент снижения предельных отношений β , получаемый умножением частных поправочных коэффициентов K , принимается не ниже коэффициентов снижения гибкости, установленных для столбов (см. табл. 6.4).

2. При толщине ненесущих стен и перегородок более 10 и менее 25 см величина K определяется интерполяцией.

3. Значения A_n - площадь нетто и A_b - площадь брутто определяются по горизонтальному сечению.

Таблица 6.4

Коэффициенты снижения предельных отношений β для столбов

Меньший размер поперечного сечения столба, см	Столбы из кирпича и каменной правильной формы	Столбы из бутовой кладки и бутобетона
90 и более	0,75	0,60
70...89	0,70	0,55
50...69	0,65	0,50
Менее 50	0,60	0,45

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

Таблица 6.5

Предельные расстояния между поперечными стенами $l_{пред}$ в зданиях с жесткой конструктивной схемой

Тип покрытий и перекрытий	Расстояние между поперечными жесткими конструкциями, м, при группе кладки			
	I	II	III	IV
I	2	3	4	5
А. Железобетонные сборные замоноличенные (см. прим.2) и монолитные	54	42	30	-
Б. Из сборных железобетонных настилов (см. прим. 3) и из железобетонных или стальных балок с настилом из плит или каменной	42	36	24	-
В. Деревянные	30	24	18	12

Примечания: 1. Указанные в табл. 6.5 предельные расстояния должны быть уменьшены в следующих случаях:

- при скоростных напорах ветра 70, 85 и 100 кгс/м² соответственно на 15, 20 и 25%;
 - при высоте здания 22- 32 м - на 10%; 33 - 48 м - на 20% и более 48 м - на 25%;
 - для узких зданий при ширине b менее двойной высоты этажа H - пропорционально отношению $b/2H$.
2. В сборных замоноличенных перекрытиях типа А стыки между плитами должны быть усилены для передачи через них растягивающих усилий (путем сварки выпусков арматуры, прокладки в швах дополнительной арматуры с заливкой швов раствором марки не ниже 100- при плитах из тяжелого бетона и марки не ниже М50- при плитах из легкого бетона или другими способами замоноличивания).
3. В перекрытиях типа Б швы между плитами или камнями, а также между элементами заполнения и балками должны быть тщательно заполнены раствором марки не ниже 50.
4. Перекрытия типа В должны иметь двойной деревянный настил или настил, накат и подшивку.

При расчете на горизонтальные нагрузки, внецентренное или центральное сжатие каменные стены и столбы принимаются опертыми в горизонтальном направлении на междуэтажные перекрытия, покрытия и поперечные стены. Эти опоры делятся на жесткие (несмещаемые) и упругие.

За несмещаемые или жесткие опоры принимаются:

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

- покрытия и междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными, жесткими конструкциями не более указанных в табл. 6.5;

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

За упругие опоры принимаются покрытия и междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными жесткими конструкциями, превышающими указанные в табл. 6.5, при отсутствии ветровых связей.

Стены и столбы, не имеющие связи с перекрытиями (при устройстве катковых опор и т.п.) рассчитываются как свободно стоящие.

Устойчивость и жесткость стен и столбов зависят не только от жесткости самих стеновых конструкций, но и от жесткости перекрытий и покрытий, которые обеспечивают опирание или закрепление стен и столбов по их высоте.

По степени пространственной жесткости здания с несущими стенами подразделяются на две конструктивные схемы:

- здания с жесткой пространственной конструктивной схемой (рис. 6.1,а);

- здания с упругой пространственной конструктивной схемой (рис. 6.1,б).

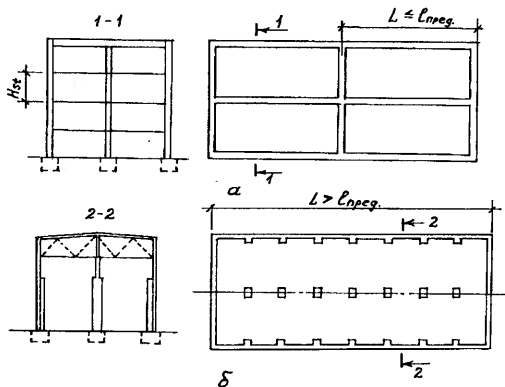


Рис. 6.1.

Отнесение здания к одной из конструктивных схем зависит от расстояния между поперечными устойчивыми конструкциями, жесткости покрытий или перекрытий и группы кладки, из которой выполнены стены.

К зданиям с жесткой конструктивной схемой относятся многоэтажные промышленные и гражданские здания с часто расположенными поперечными стенами. В этих зданиях ветровые и другие горизонтальные нагрузки, воспринимаемые продольными стенами, передаются от них на перекрытия, а от последних на поперечные стены, обладающие большой жесткостью в поперечном направлении (в своей плоскости). А усилия от поперечных стен передаются через фундаменты на грунт. Схемы передачи горизонтальных нагрузок имеют вид: продольные стены → перекрытия → поперечные стены → фундаменты → грунт. Чтобы осуществить такую последовательную передачу горизонтальных усилий, необходима высокая жесткость междуэтажных перекрытий и поперечных стен. В данном случае междуэтажные перекрытия рассматриваются как неподвижные жесткие опоры, на которые опираются стены и столбы, как вертикальные балки, а поперечные стены служат опорами-устоями этих перекрытий. Предельные расстояния между поперечными стенами $l_{пред}$ при которых обеспечивается неподвижность в горизонтальной плоскости перекрытий-диафрагм, приведены в табл. 6.5 (для железобетонных перекрытий расстояния между поперечными стенами принимают от 24 до 54 м).

К зданиям с упругой конструктивной схемой относятся в основном одноэтажные промышленные здания, у которых, при отсутствии жестких горизонтальных связей, поперечные устойчивые конструкции располагаются на расстояниях, превышающих $l_{пред}$. В этом случае устойчивость здания создается поперечной устойчивостью самих продольных стен и столбов за счет их собственного веса и заделки в грунт, а также за счет жесткости покрытия.

6.2. Расчет несущих стен зданий с жесткой конструктивной схемой

Конструкции зданий с жесткой конструктивной схемой должны быть рассчитаны на вертикальные и горизонтальные (ветровые) нагрузки с учетом их возможного сочетания. Стены многоэтажных зданий, кроме нагрузки от собственного веса, рассчитываются на внецентренно приложенные к ним нагрузки от перекрытий.

Расчет продольных стен. В многоэтажных зданиях с жесткой конструктивной схемой стены и столбы рассматриваются как вертикальные неразрезные многопролетные балки, опертые на неподвижные опоры-перекрытия (рис. 6.2,а). С целью упрощения расчета допускается рассматривать стену или столб расчлененными по высоте на однопролетные балки с расположением опорных шарниров в уровне низа плит или балок перекрытий (рис. 6.2,б). Нагрузка, действующая на стену или столб каждого этажа,

состоит из нагрузки от вышележащих этажей и нагрузки от перекрытия, опирающегося на стену или столб рассматриваемого этажа (см. рис. 6.2).

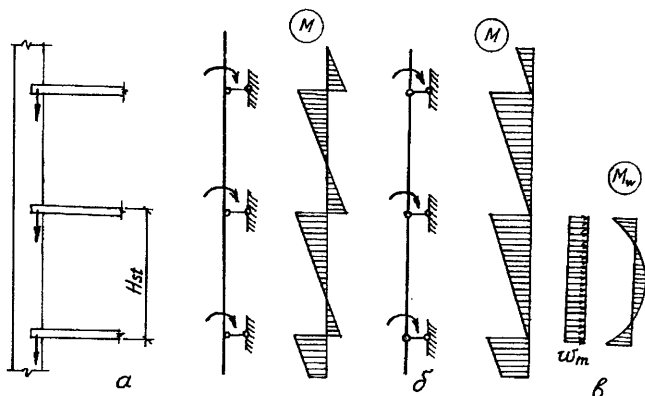


Рис. 6.2. Расчетные схемы стены (столба) и опоры изгибающих моментов от вертикальных внецентренно приложенных и горизонтальных нагрузок: а - при расчете как неразрезной балки; б - как однопролетной в пределах высоты этажа; в - от ветровой нагрузки

Нагрузки от верхних этажей, включая все стены, покрытие и перекрытия, полезную нагрузку на перекрытиях и т.п. (ΣN), считают приложенными в центре тяжести сечения стены или столба вышележащего этажа.

Опорное давление N_1 от перекрытия, расположенного непосредственно над рассматриваемым этажом, при отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления, принимается приложенным с эксцентриситетом e_1 , равным расстоянию от центра тяжести стены до центра тяжести опорного давления, которая принимается треугольной. Следовательно, расстояние от точки приложения опорной реакции перекрытия до внутренней грани стены равно $1/3$ глубины заделки, но не более 7 см (рис. 6.3). Для стены, показанной на рис. 6.3,а $M = N_1 \cdot e_1$; на рис. 6.3,б

$M = N_1 \cdot e_1 - N \cdot e$; на рис. 6.3,в $M = N_1 \cdot e_1 + N \cdot e$.

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки следует определять в пределах каждого этажа как для балки с зацементированными концами $M_w = \frac{w_m \cdot H_{st}}{12}$ (рис. 6.2,в), за исключением верхнего этажа, для которого верхняя опора принимается шарнирной.

Таким образом, зная суммарную продольную силу ($N+N_1$) и изгибающий момент M , стена рассчитывается на прочность как внецентренно сжатый элемент.

Основные расчетные формулы, необходимые для определения продольных сил и изгибающих моментов в горизонтальных сечениях стен зданий с жесткой конструктивной схемой, приведены в табл. 6.6.

Таблица 6.6

Расчетные формулы для определения нормальных сил и моментов от вертикальных нагрузок

Конструкция стены, расчетные схемы и опоры моментов	Формулы
	$N_x = N + N_1 + N_2;$ $M_x = N_1 \cdot e_1 \left(1 - \frac{x}{H_{st}}\right);$ $e_1 = a_1 - \frac{t}{3} \leq 7 \text{ см}$
	$N_x = N + N_1 + N_2;$ $M_x = (N \cdot e_2 - N_1 \cdot e_1) \left(1 - \frac{x}{H_{st}}\right)$
	$N_x = N + N_1 + N_2;$ $M_1 = N_1 \cdot e_1;$ $M_2 = \frac{N_1}{H_{st}} (e_1 h_1 - e_2 h_2) - \frac{N e_2 h_2}{H_{st}};$ $M_3 = \frac{N_1 h_1}{H_{st}} (e_1 + e_2) + \frac{N e_2 h_2}{H_{st}}$

Примечание. В таблице использованы обозначения:

N - сумма расчетных нагрузок на стену, расположенных выше рассматриваемого этажа;

N_1 - расчетная величина опорного давления перекрытия над рассматриваемым этажом;

N_2 - расчетное значение собственного веса участка стены между рассматриваемым сечением и расположенным выше этажом;

M - расчетный изгибающий момент;

N_x и M_x - нормальная сила и изгибающий момент в рассматриваемом сечении стены.

Выбор расчетного сечения зависит от наличия и размеров проемов.

В глухих стенах за расчетное принимается сечение I-I на уровне низа перекрытия с продольной силой $N_{I-I} = N + N_1$ и максимальным изгибающим мо-

ментом M_I (рис. 6.4). В стенах с проемами опасным является сечение II-II на уровне низа перемычки, где изгибающий момент несколько меньше, но гораздо меньше площадь поперечного сечения элемента и $\varphi < 1$. Для расчета выделяется участок стены шириной, равной расстоянию между осями проемов (рис. 6.4).

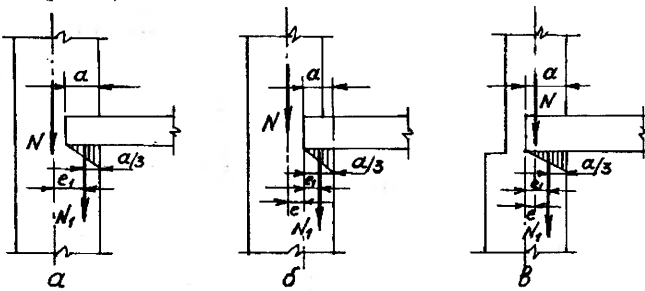


Рис. 6.3. Эксцентриситет приложения вертикальных нагрузок

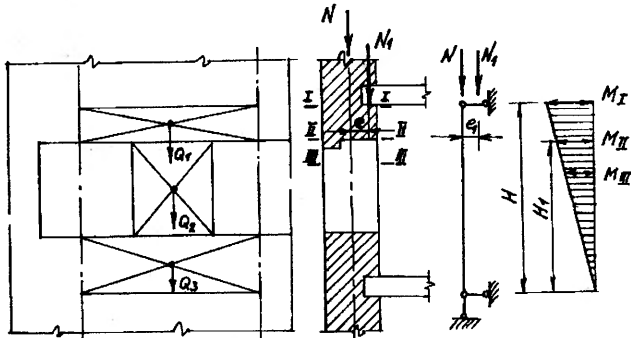


Рис. 6.4. Вертикальные нагрузки, действующие на стену, и эксцентриситеты их приложения

Продольная сила в этом сечении
 $N_{II} = N + N_1 + Q_1$,
 а изгибающий момент

$$M_{II} = M_I \cdot \frac{H_1}{H}$$

Часто наиболее опасным может оказаться сечение III-III, расположенное на расстоянии $1/3$ высоты этажа от низа верхнего перекрытия, где изгибающий момент имеет величину

$$M_{III} = \frac{2 \cdot M_I}{3}$$

а значение коэффициента φ (см. рис. 3.2) достигает минимума. Продольную силу N_{III} в этом сечении легко определить, прибавив к силе N_{II} собственный вес части простенка.

Для опасных сечений определяется эксцентриситет $e_0 = \frac{M_x}{N_x}$, и

расчет ведется как внецентренно сжатых элементов. Чаще всего при расчете стен $e_0 < 0,7 \cdot y$, т.е. расчет по раскрытию трещин в швах кладки не производится.

Расчет поперечных стен. Здания с жесткой конструктивной схемой воспринимают полную ветровую нагрузку своими поперечными стенами и участками продольных стен. Эти поперечные стены-устои рассчитываются как консоли, заделанные в фундамент. Поперечные сечения таких консолей могут иметь форму двутавра, тавра, швеллера (рис. 6.5,а).

Расчетная длина участков продольных стен S , вводимая в совместную работу с поперечной стеной по обе стороны от нее, принимается $S \leq \frac{H}{3}$ и $S \leq 6 \cdot h$, где H - высота стены от уровня заделки, а h - толщина

примыкающей наружной продольной стены (рис. 6.5,б). Для стен с проемами принимают $S \leq c$, где c - расстояние от края поперечной стены до грани оконного проема (рис. 6.5,в).

Нагрузки, действующие на эту консоль:

- вертикальная от собственного веса, перекрытий и покрытия;
- горизонтальная от активного давления ветра и отсоса.

Таким образом, консоль следует рассчитывать как сжато-изогнутый элемент, на который действует продольная сжимающая сила N и изгибающий момент M .

Однако, при таком расчете, когда учитывается совместная работа поперечных стен с участками продольных стен, должна быть обеспечена надежная взаимная связь между ними, т.е. в месте взаимного примыкания стен не должно произойти сдвига (скальвания) при изгибе консоли.

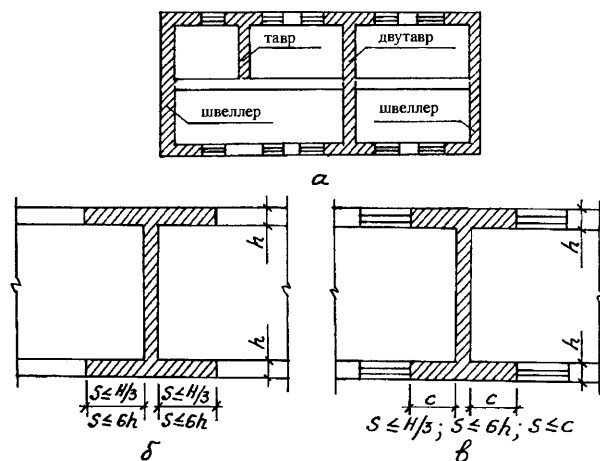


Рис. 6.5.

В связи с отмеченным, при расчете стен (или их отдельных вертикальных участков) должны быть проверены:

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

Расчетное сдвигающее усилие при учете совместной работы поперечных и продольных стен в местах их взаимного примыкания в пределах высоты этажа определяется как для упругого материала по формулам сопротивления материалов (рис. 6.6).

$$T_x = \frac{Q \cdot S}{h \cdot I} \cdot h \cdot H_{st} = \frac{Q \cdot S}{I} \cdot H_{st}; \quad S = A \cdot y, \quad (6.1)$$

где Q - расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки в середине высоты этажа;

h - толщина поперечной стены;

I - момент инерции сечения нетто стен относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане;

S - статический момент сдвигаемой части сечения (участки продольных стен) относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения;

A - площадь сечения примыкающей продольной стены;

H_{ст} - высота этажа;

y - расстояние от оси продольной стены до оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане (рис. 6.6).

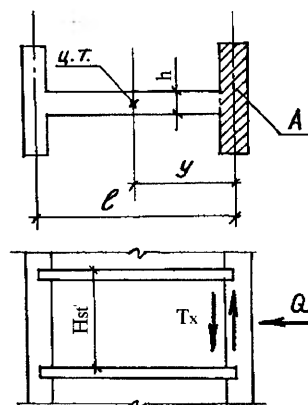


Рис. 6.6.

Несущая способность зоны контакта (примыкания) стен в пределах этажа определяется условием

$$T_u = h \cdot H_{st} \cdot R_{sq}, \quad (6.2)$$

где R_{sq} - расчетное сопротивление кладки срезу по вертикальному перевязанному сечению (табл. 3.14).

Таким образом, проверка прочности при сдвиге сводится к проверке условия

$$\frac{Q \cdot A \cdot y}{I} \leq h \cdot R_{sq}. \quad (6.3)$$

Расчет прочности стен на главные растягивающие напряжения при изгибе производится по формуле

$$Q \leq \frac{R_{iq} \cdot h \cdot l}{v}, \quad (6.4)$$

а при наличии в стене растянутой части сечения - по формуле

$$Q \leq \frac{R_{iq} \cdot A_c}{v}, \quad (6.5)$$

где Q - см. выше;

l - длина поперечной стены в плане (рис. 6.6);

R_{sq} - расчетное сопротивление скалыванию кладки, обжатой расчетной силой N , определяемой с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_F=0,9$;

$$R_{sq} = \sqrt{R_{tw}(R_{tw} + \sigma_0)}, \quad (6.6)$$

R_{tw} - расчетное сопротивление главным растягивающим напряжениям по швам кладки (табл. 3.15);

$$\sigma_0 = \frac{0,9 \cdot N}{A}, \quad (6.7)$$

а при наличии в стене растянутой части сечения

$$\sigma_0 = \frac{0,9 \cdot N}{A_c}, \quad (6.8)$$

A - площадь сечения поперечной стены с учетом (или без учета) участков продольной стены;

A_c - площадь только сжатой части сечения стены, при эксцентриситетах, выходящих за пределы ядра сечения;

h - толщина поперечной стены на участке, где эта толщина наименьшая, при условии, если длина этого участка превышает $\frac{1}{4}$ высоты этажа или же $\frac{1}{4}$ длины стены; при наличии в стене каналов их ширина исключается из толщины стены;

$\nu = \frac{S_0 \cdot l}{I}$ - коэффициент неравномерности касательных напряжений в сечении. Значения ν допускается принимать:

для двутавровых сечений $\nu=1,15$;

для тавровых сечений $\nu=1,35$;

для прямоугольных сечений (без учета работы продольных стен)

$\nu=1,5$;

S_0 - статический момент части сечения, находящейся по одну сторону от оси, проходящей через центр тяжести сечения;

I - момент инерции всего сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения.

При недостаточном сопротивлении кладки скалыванию, определяемому по формулам (6.4), (6.5), выполняется армирование ее продольной арматурой в горизонтальных швах. Расчетное сопротивление скалыванию армированной кладки R_{sq} определяется по формуле

$$R_{sq} = \sqrt{\frac{\mu \cdot R_s}{100} \left(\frac{\mu \cdot R_s}{100} + \sigma_0 \right)}, \quad (6.9)$$

где μ - процент армирования, определяемый по вертикальному сечению стены.

При расчете поперечных стен здания на горизонтальные нагрузки, действующие в их плоскости, перемычки, перекрывающие проемы в сте-

нах, рассматриваются как шарнирные вставки между вертикальными участками стен. При обеспечении прочности поперечных стен на воздействие горизонтальных нагрузок только с учетом жесткости перемычек, последние должны быть рассчитаны на перерезывающие силы, величина которых определяется по формуле

$$T = \frac{Q \cdot H_{st} \cdot \nu}{l}, \quad (6.10)$$

где Q - расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки, воспринимаемая поперечной стеной в уровне перекрытия, примыкающего к рассчитываемым перемычкам;

H_{st} - высота этажа;

l - длина поперечной стены в плане (рис. 6.6).

Расчет перемычек на перерезывающую силу от горизонтальных нагрузок, определяемую по формуле (6.10), производится на скалывание и на изгиб по следующим формулам

$$T \leq \frac{2 \cdot R_{tw} \cdot A}{3}, \quad (6.11)$$

$$T \leq \frac{R_{tb} \cdot A \cdot h}{3 \cdot l}. \quad (6.12)$$

Из полученных по формулам (6.11), (6.12) значений прочности окончательно принимается меньшая из них.

В формулах (6.11), (6.12):

h и l - высота и пролет перемычки (в свету);

T - перерезывающая сила, определяемая по формуле (6.10);

A - поперечное сечение перемычки;

R_{tw} , R_{tb} - см. табл. 3.14.

Если прочность перемычек недостаточна, то они должны быть усилены продольным армированием или железобетонными балками, рассчитываемыми на изгиб и скалывание на момент

$$M = \frac{T \cdot l}{2} \quad (6.13)$$

и поперечную силу T , определяемую по формуле (6.10) в соответствии с требованиями [3]. Расчет заделки концов балок (перемычек) в кладке выполняется по методике, изложенной в разделе 7.7.

6.3. Расчет несущих стен зданий с упругой конструктивной схемой

Элементы здания с упругой конструктивной схемой рассматривают как конструкции рамной системы, выделяя один ряд поперечных конструкций (рис. 6.7). Стойками рам являются каменные стены и столбы, жестко заделанные в фундаменте в уровне пола, а ригелями- покрытия и перекры-

тия, принимаемые абсолютно жесткими в своей плоскости и шарнирно связанными со стойками (стенами, столбами). Внутренними стойками являются столбы, чаще прямоугольного сечения.

Расчетная схема поперечной рамы показана на рис. 6.8.

Поперечное сечение стоек крайних рядов может быть прямоугольным или тавровым (при наличии пилластр). Его ширина принимается в зависимости от характера приложения нагрузки, формы сечения и вида расчета (статический или конструктивный):

если нагрузка от покрытия или перекрытия распределена равномерно по длине стены (например, при покрытии из железобетонных плит), за ширину сечения (b для прямоугольного или b_f для таврового) при статическом и конструктивном расчете принимается вся ширина простенка, а при глухих стенах - вся длина стены между осями (рис. 6.9,а,б);

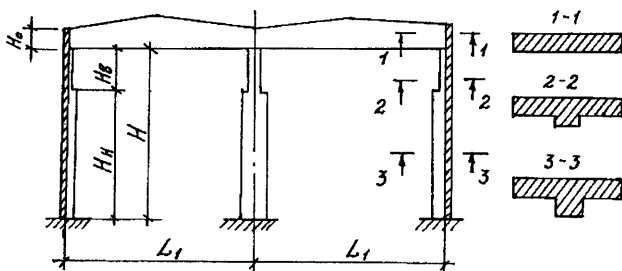


Рис. 6.7.

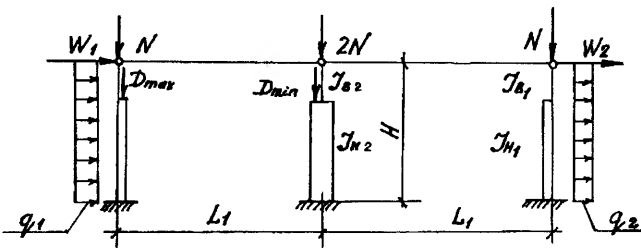


Рис. 6.8. Расчетная схема поперечной рамы

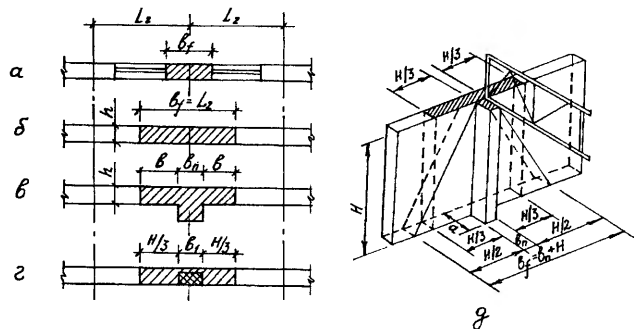


Рис. 6.9. Поперечное сечение наружных стоек

если нагрузка от покрытия или перекрытия сосредоточена на отдельных участках (опирание ферм, балок и т.п.), то стена усиливается пилластрой и при статическом расчете ширину полки таврового сечения допускается принимать равной $b_f = b_{пл} + \frac{2 \cdot H}{3} \leq b_{пл} + 12 \cdot h$, но не более ширины

простенка, т.е. $b_f = 2 \cdot b + b_{пл}$, где $b_{пл}$ - ширина пилластры; H и h - соответственно высота и толщина стены (рис.6.9,в). Если толщина стены меньше $0,1$ высоты сечения пилластры, сечение рассматривается как прямоугольное, без учета примыкающих к пилластре участков стены;

если нагрузка от покрытия (перекрытия) сосредоточенная, а пилластра отсутствует (стены без пилластр), то сечение наружной стойки в статическом расчете принимается прямоугольным с шириной $b_f = \frac{2 \cdot H}{3} + b_1 \leq 12 \cdot h + b_1$ (рис. 6.9,г) и не более ширины простенка, где b_1 - ширина площади опирания опорных узлов ферм, балок или опорных подушек под этими узлами.

В конструктивном расчете при сосредоточенной нагрузке за ширину сечения принимается величина, переменная по высоте стены:

для таврового сечения ширина полки b_f сверху принимается равной ширине пилластры $b_{пл}$, а внизу - $b_f = b_{пл} + H$; в промежутках между этими крайними точками ширина b_f меняется по линейному закону (рис. 6.9,д);

для прямоугольного сечения ширина b_f принимается аналогично с заменой ширины пилластры шириной опорной подушки b_1 .

При этом следует помнить, что ширина сечения стойки на каждом уровне не должна превышать ширины простенка.

Необходимый для статического расчета рамы модуль упругости кладки принимается $E=0,8 \cdot E_0$.

В общем случае на раму действуют следующие нагрузки:

- вертикальные от собственного веса конструкций, снега, кранов;
- горизонтальные от ветра, от торможения кранов.

Каждая поперечная рама, состоящая из вертикальных и горизонтальных элементов, расположенных на одной оси, рассчитывается независимо от других рам.

Изгибающие моменты и нормальные силы в различных характерных сечениях стоек рамы определяют по общим правилам строительной механики, при этом удобнее использовать метод перемещений, применяя справочные таблицы или на ЭВМ (рис. 6.8).

По существу расчет рамы необходим лишь для ее стоек, так как ригель имеет с ними шарнирное сопряжение и рассчитывается независимо от них.

Стойки рамы рассчитывают как защемленные внизу консоли (рис. 6.10), нагруженные внешней нагрузкой и опорной реакцией верхней упругой опоры. Опорные реакции в шарнирной верхней опоре X_i определяются последовательно от всех приложенных нагрузок и полученные значения суммируются.

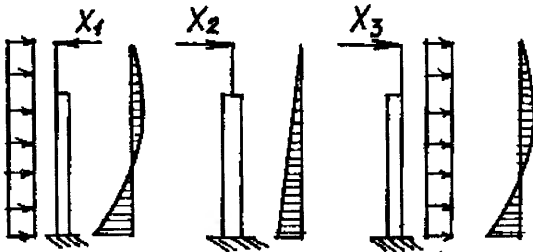


Рис. 6.10.

В качестве примера рассмотрим последовательность построения эпюр изгибающих моментов для крайней стойки рамы (простенок с пилястрой) при различных нагрузках.

От собственного веса стены расчетная схема принимается в виде стойки, заделанной внизу и свободной сверху (рис. 6.11). Такая схема обосновывается тем, что каменная стена по мере возведения получает деформации от собственного веса, а, следовательно, и соответствующие усилия. Поэтому принятая схема соответствует действительной работе до установившихся деформаций.

От веса покрытия и снега при равных пролетах здания расчетная схема принимается в виде стойки, защемленной внизу и несмещающейся вверх (только при симметричном нагружении) (рис. 6.12). Для указанной схемы определяют изгибающие моменты от действия моментов M_1 и M_2 .

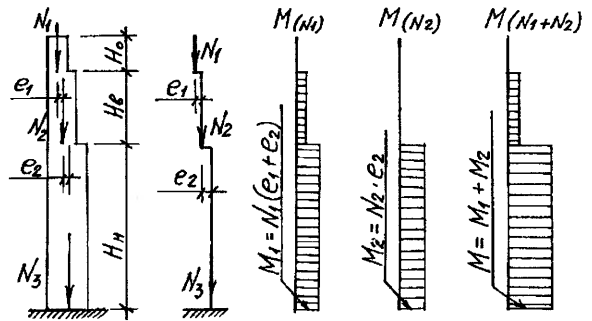


Рис. 6.11.

От вертикальной крановой нагрузки расчетная схема принимается в виде стойки, защемленной внизу, а сверху со сдвигающимся в горизонтальном направлении шарниром-упругой опорой (рис. 6.13).

Неизвестная реакция в упругой опоре X определяется по таблицам для расчета рам, или из расчета по методу перемещений.

От горизонтальной крановой нагрузки расчетная схема принимается такой же, как и при вертикальной крановой нагрузке (рис. 6.14).

От ветровой нагрузки расчетная схема принимается такой же, как и при вертикальной крановой нагрузке (рис. 6.15).

Изгибающие моменты следует определять в местах приложения нагрузок, изменения поперечного сечения стойки, а также у основания стойки.

Кроме изгибающих моментов для каждой схемы нагружения определяют нормальные силы N и поперечные силы Q . Определив для каждого характерного сечения усилия M , N и Q , составляются невыгодные сочетания нагрузок и соответствующих им усилий. По полученным усилиям проверяют несущую способность стен и столбов как работающих на внецентренное сжатие.

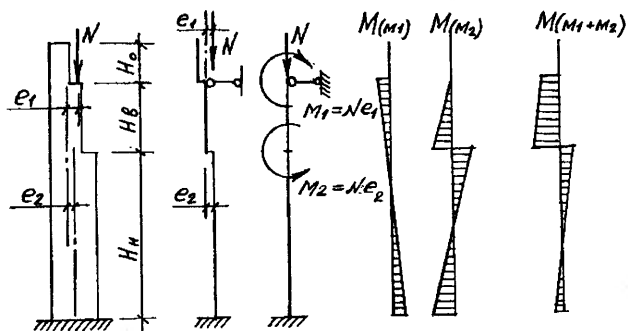


Рис. 6.12.

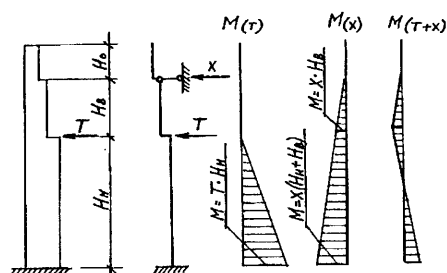


Рис. 6.14.

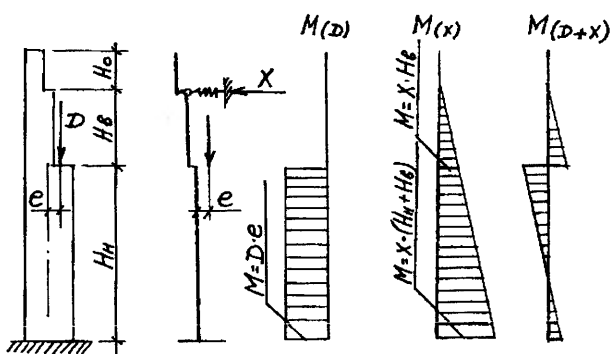


Рис. 6.13.

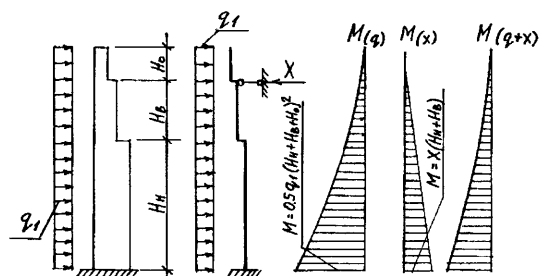


Рис. 6.15.

Кроме описанного расчета на эксплуатационные нагрузки (расчет в период эксплуатации), стены и столбы необходимо рассчитывать и на нагрузки в стадии производства работ, когда покрытие отсутствует. В этом случае расчетная схема принимается в виде стойки, защемленной внизу и свободной сверху (рис. 6.16). Действующими нагрузками в этой стадии являются собственный вес стены и ветровая нагрузка. После определения усилий M , N и Q и проверки сечений решается вопрос о необходимости устройства временных креплений стен в стадии незаконченного здания.

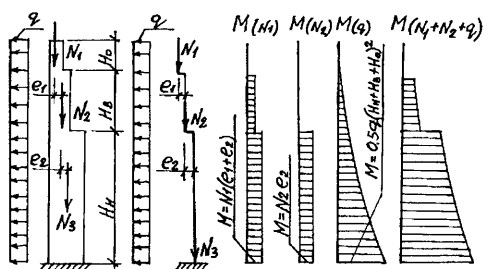


Рис. 6.16.

6.4. Проектирование стен из крупных блоков

Стены зданий из крупных блоков должны быть, как правило, без пилястр, так как они существенно усложняют систему перевязки и увеличивают количество типоразмеров блоков.

При проектировании стен зданий из крупных блоков разрезка поля стены на отдельные блоки производится в соответствии с высотой этажей, размерами оконных проемов и имеющимися на строительной площадке подъемными механизмами.

В практике строительства применяют следующие системы разрезки крупноблочных стен: двухрядная, двухблочная, трехрядная, четырехрядная и многорядная.

Двухрядная разрезка поля стен является наиболее распространенной и эффективной для наружных несущих стен из крупных легковесных блоков (рис. 6.17,а). Двухблочная (ленточная) разрезка применяется при самонесущих и несущих (навесных) наружных стенах (рис. 6.17,б). Трехрядная и четырехрядная разрезка применяется в несущих и самонесущих наружных и внутренних стенах из силикатных блоков, блоков из кирпича и природного камня (на рис. 6.17,а показаны пунктиром). Для внутренних стен применяется также однорядная разрезка.

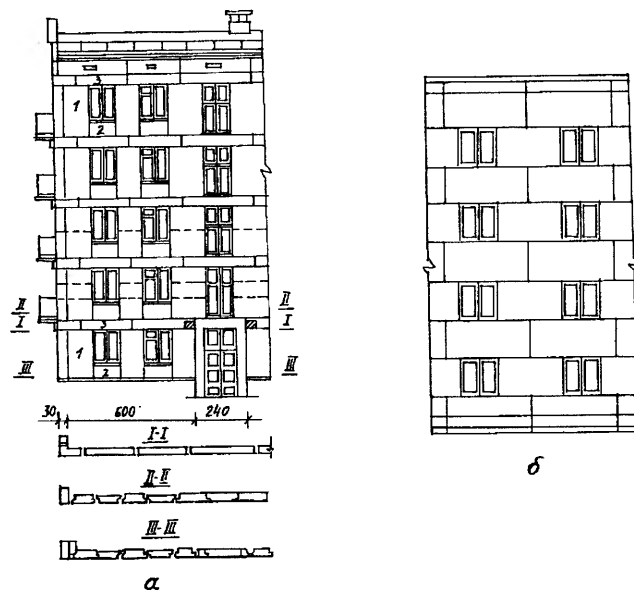


Рис. 6.17. Фрагмент фасадной стены: а – из бетонных блоков при двухрядной разрезке; б – из кирпичных блоков при двухблочной (ленточной) разрезке; 1 – простеночный блок; 2 – подоконный блок; 3 – перемычный блок

Стены из крупных блоков при двух - четырехрядной разрезке возводятся с перевязкой вертикальных швов между блоками в каждом этаже перемычными или поясными армированными блоками. Этими же блоками выполняется перевязка углов здания с укладкой арматурных сеток в горизонтальные швы между блоками не менее одной на этаж (рис. 6.17,а). Соединение перемычных и поясных блоков между собой осуществляется стальными связями, привариваемыми к закладным деталям блоков (рис. 6.18,а). Поясные и перемычные блоки должны укладываться, как правило, по наружным и внутренним стенам, образуя сплошные поэтажные пояса, обеспечивающие связь внутренних и наружных стен и их совместную работу.

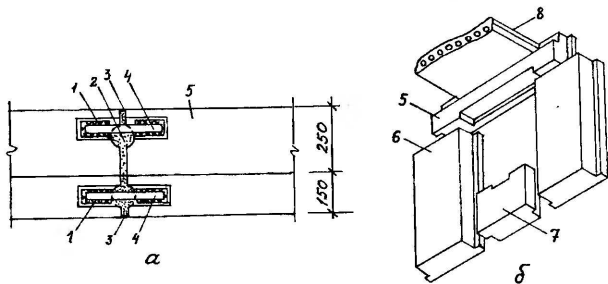


Рис. 6.18. Стыки элементов крупноблочных зданий: а – стык перемычечных (поясных) блоков; б – стык плит перекрытий с перемычечными (поясными) блоками; 1 – сварной шов; 2 – раствор; 3 – расшивка раствором; 4 – закладные детали и связи; 5 – перемычечные (поясные) блоки; 6 – простеночный блок; 7 – подоконный блок; 8 – плита перекрытия

При однорядной или двухблочной ленточной разрезке рекомендуется укладка поясных блоков по внутренним стенам с заделкой концов (торцов) в наружных стенах.

Наиболее распространенной конструктивной схемой жилых и гражданских зданий является схема с наружными и внутренними продольными несущими стенами, хотя не исключается и применение схемы с несущими поперечными стенами и наружными самонесущими. В зданиях с жесткой конструктивной схемой расстояние между поперечными стенами, обеспечивающими поперечную жесткость здания, принимается по табл. 6.5, но не более 30...40 м. В качестве стен, обеспечивающих пространственную жесткость здания, кроме торцевых и межсекционных стен, могут быть использованы стены лестничных клеток, при этом в многоэтажных зданиях высотой более 18 м одна из стен лестничной клетки должна быть устроена на всю ширину здания.

В жилых и гражданских зданиях со стенами из крупных блоков целесообразно устройство беспрогонных перекрытий из сборных плоских (сплошные, многопустотные) железобетонных плит. В этом случае в поясных и перемычечных блоках устраивается сплошной паз для укладки плит (рис. 6.18,б).

Плиты перекрытий укладывают на стены на растворе марки не ниже 50; блоки вышележащего ряда также укладывают на раствор. Швы между плитами или настилами перекрытий, а также швы в местах примыкания перекрытий к поперечным капитальным стенам должны быть тщательно замоноличены цементным раствором марки не ниже 50 или бетоном класса

не ниже В3,5. Пространство между торцами плит или настилов на средней продольной стене или на поперечных стенах заполняется бетоном класса не ниже класса бетона блоков при одном уровне верха заделки и верха плит перекрытий. Торцы многопустотных плит перекрытий на опорах заделываются бетонными вкладышами, что отражается в проекте в зависимости от требований прочности, звукоизоляции и теплотехнических требований. Как правило, торцы многопустотных плит заделываются на заводах при их изготовлении (до пропарки).

При проектировании перекрытий необходимо предусматривать установку анкеров, связывающих плиты перекрытий (прогоны) со стенами, которые размещаются в горизонтальных швах стен или крепятся с помощью сварки к закладным деталям блоков. Концы элементов перекрытий, укладываемых на прогонах или на внутренних стенах, соединяют между собой стальными накладками.

Ширина площадок опирания элементов перекрытий на стены должна быть не менее 10 см.

Если плиты перекрытий не опираются на внутренние стены, то для придания стенам большей жесткости и монолитности вертикальные швы между блоками внутренних стен не должны совпадать по этажам или для перевязки швов должны применяться поясные блоки или специальные железобетонные шпонки, при этом блоки соединяются между собой путем сварки закладных деталей.

Вертикальные стыки в крупноблочных стенах по высоте тщательно заполняются бетоном или раствором для предотвращения их продуваемости и влагонепроницаемости; в необходимых случаях они должны быть утеплены. Для удовлетворения указанным требованиям они с внутренней стороны тщательно проконопачиваются жгутами из просмоленной пакли, затем закрываются двумя слоями рубероида и утепляются пакетом из теплоизоляционного материала (битуминизированный войлок, плиты из минеральной ваты и другие материалы, обернутые толем). Остальное пространство заполняется легким бетоном с содержанием цемента не менее 250 кг на 1 м³ бетона. Примеры выполнения вертикальных стыков при стенах толщиной до 50 см приведены на рис. 6.19.

Для горизонтальных швов крупноблочных стен зданий должен применяться раствор марки не ниже 25, а для вертикальных стыков наружных стен, для повышения их водонепроницаемости – не ниже 100. Толщина горизонтальных швов должна быть не более 20 мм.

Все стальные закладные детали и связи в блоках должны быть защищены от коррозии и утеплены в блок для обеспечения равномерного

обжатия растворных швов вышерасположенными блоками и устранения концентрации усилий в местах расположения связей.

Расчет крупноблочных стен на вертикальную и горизонтальную нагрузки производится аналогично расчету стен из мелкогабаритных штучных материалов в соответствии с указаниями разделов 6.2 и 6.3, однако, при этом следует учитывать некоторые особенности крупноблочных конструкций, такие как:

- иметь в виду, что расчетные сопротивления кладки сжатию могут быть обеспечены только при условии качественного выполнения горизонтальных швов, при котором достигается плотное соприкосновение нижней и верхней поверхности блоков к поверхности шва. В связи с этим в проекте должны быть отражены требования по обеспечению качественного выполнения швов, в частности, они должны быть выполнены с разравниванием раствора под рейку. Блок следует устанавливать на подкладки (маяки), поверхность которых должна быть на 3-4 мм ниже верхнего уровня раствора, с тем чтобы обеспечить обжатие раствора и образование более плотного шва. Подкладки удаляются после установки блока, что необходимо для обжатия раствора и равномерного распределения напряжений в шве.

- учет совместной работы поперечных и продольных стен при рассмотрении здания как консоли, заделанной в грунт, возможен только при конструктивной связи этих стен между собой блоками, шпонками и другими способами, обеспечивающими восприятие вертикальных сдвигающих усилий, возникающих в плоскости сопряжения стен при изгибе. Если стены связаны между собой только стальными связями (анкерами и сварными сетками), учитывать совместную работу продольных и поперечных стен нельзя. В этом случае поперечная стена должна самостоятельно (без учета полка двутаврового сечения, принимаемого, как описано в разделе 6.2, при расчете совместно работающих продольных и поперечных стен) воспринимать изгибающие моменты и поперечные силы на участке между поперечными стенами.

Проверка прочности поперечных стен крупноблочных зданий с гибкими связями (без учета продольных стен) выполняется в двух плоскостях: в плоскости стены и в плоскости, перпендикулярной ей. Расчет в плоскости стены на вертикальную продольную силу N с учетом горизонтальной (ветровой) нагрузки Q производится на внецентренное сжатие. Расчет стен в плоскости, перпендикулярной к ним, выполняется на вертикальную нагрузку обычным методом расчета стен, т.е. на центральное или внецентренное сжатие, в зависимости от способа приложения вертикальных нагрузок от перекрытий.

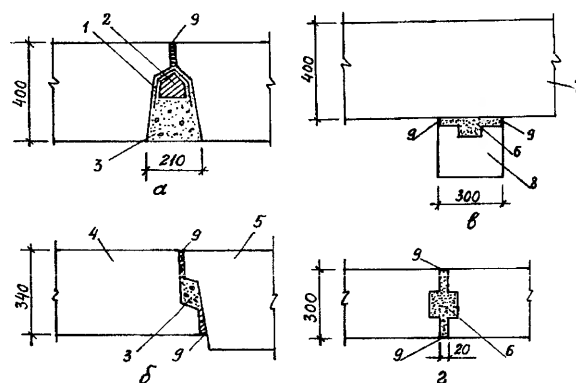


Рис. 6.19. Схема заделки вертикальных стыков между блоками: а – простеночными на глухих участках стен; б – простеночными и подоконными; в – простеночным и блоком внутренней стены; г – внутренних стен; 1 – два слоя рубероида; 2 – утеплитель, обернутый толем; 3 – легкий бетон; 4 – подоконный блок; 5 – простеночный блок; 6 – раствор; 7 – блок наружной стены; 9 – зачеканка раствором

Кроме горизонтальных сечений, поперечные стены должны быть проверены на главные растягивающие напряжения по формулам 6.4, 6.5.

При жестком сопряжении продольных и поперечных стен перевязкой блоками или шпонками, кроме расчета, указанного выше, необходимо проверить надежность этого сопряжения на сдвиг.

Расчет крупноблочных стен на центральное и внецентренное сжатие, изгиб, косое внецентренное и местное сжатие выполняется методами, изложенными в разделе 4, при расчетных характеристиках крупноблочных кладок, приведенных в разделе 3.

Расчет горизонтальных платформенных стыков (узлов опирания плит перекрытий на стены из крупных блоков) в стенах из крупных блоков однорядной разрезки производится методом расчета стыков крупнопанельных стен.

7. Проектирование частей здания из каменной кладки

7.1. Перемычки

7.1.1. Конструктивные указания

Основным видом перемычек в каменных стенах являются сборные железобетонные перемычки, которые рассчитываются как балки на нагрузки, указанные ниже [19]. В виброкирпичных панелях проемы перекрывают армированными перемычками. Применялись в строительстве и сборные армированные перемычки. Описание нагрузок, принимаемых при расчете указанных типов перемычек, приводится ниже. Что касается расчета их несущей способности, то он принципиально не отличается от расчета продольно армированных изгибаемых элементов [2].

Ниже в основном рассматриваются неармированные каменные перемычки, которые достаточно широко существуют в ранее построенных зданиях, а также допускаются к применению в настоящее время, и выполнены из штучного кирпича или камня.

Существуют следующие типы каменных перемычек: рядовые, клинчатые и арочные (лучковые) (рис. 7.1). Рядовые перемычки выкладывают из горизонтальных рядов кирпича (каменя), клинчатые и арочные - из кирпича на ребро. Рядовые перемычки более простые в исполнении, клинчатые - позволяют обойтись при их кладке растворами низких марок и применимы при возведении в зимних условиях; арочные применяют обычно лишь как элементы оформления фасадов. Предельные пролеты неармированных перемычек зависят от марок камня и раствора и, как правило, не превышают 2,0 м для рядовых и клинчатых перемычек и 4,0 м - для арочных (табл. 7.1).

Таблица 7.1

Предельные пролеты перемычек, м

Марка раствора	Рядовые перемычки	Клинчатые перемычки	Арочные перемычки с подъемом	
			$(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12})$ пролета	$(\frac{1}{5} \dots \frac{1}{6})$ пролета
1	2	3	4	5
50-100	2,00	2,00	3,50	4,00
25	1,75	1,75	2,50	3,00
10	-	1,50	2,00	2,50
4	-	1,25	1,75	2,25

Примечания: 1. В таблице приведены предельные пролеты перемычек из камней (кирпича) марок ≥ 75 ; при марках камней 35-50 предельные пролеты уменьшаются на 20%, а при марках 15-25 - на 30%.
2. Арочные перемычки с пролетами больше указанных в таблице конструируются и рассчитываются как арки.

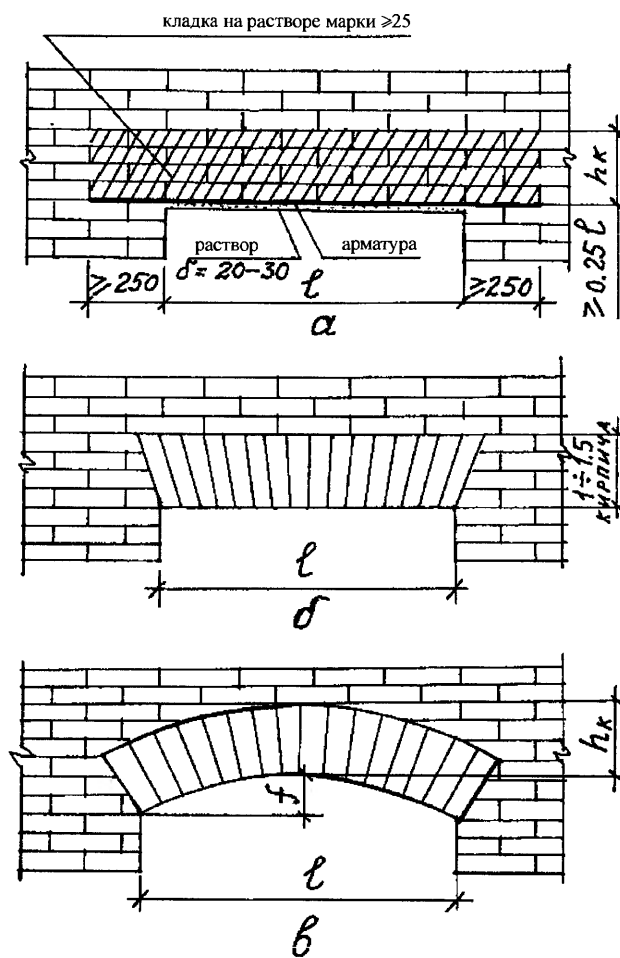


Рис. 7.1.

Марка раствора в рядовых перемычках должна быть не менее 25. Перед кладкой рядовой перемычки на опалубку наносят слой раствора в 2-3 см и в него укладывают стержни из арматурной стали сечением 0,2 см² на каждые 13 см толщины стены. Общее число стержней должно быть не менее трех. Арматуру заводят за края проема не менее чем на 25 см (у гладких стержней, диаметр которых должен быть не менее 6 мм, на концах устраивают крюки). Арматуру устанавливают для предотвращения выпадения камней из нижнего ряда, в расчете ее не учитывают.

Участки стен между рядовыми кирпичными перемычками при пролетах шириной менее 1 м необходимо выкладывать на том же растворе, что и перемычки.

При выдерживании кирпичных перемычек в опалубке следует соблюдать сроки, указанные в табл. 7.2.

Таблица 7.2

Продолжительность выдерживания перемычек на опалубке

Конструкции перемычек	Температура наружного воздуха, °С, в период выдерживания перемычек	Марка раствора	Продолжительность выдерживания перемычек на опалубке, сут., не менее
Рядовые и армокирпичные	До 5	М 25 и выше	24
	До 10		18
	До 15		12
	До 20		8
	Св. 20		5
Арочные и клинчатые	До 5	То же	10
	До 10		8
	Св. 10		5

Конструктивной высотой h_k рядовой перемычки является высота пояса кладки на растворе повышенной марки (≥ 25) (рис. 7.1,а). Для клинчатых и арочных перемычек за конструктивную высоту h_k принимают высоту кладки на ребро (рис. 7.1,б,в). Наименьшая конструктивная высота неармированных каменных перемычек указана в табл. 7.3.

Таблица 7.3

Наименьшая конструктивная высота перемычек (в долях пролета)

Марка раствора	Рядовых		Клинчатых	Арочных
	Из кирпича	Из камня		
25 и выше	0,25	0,33	0,12	0,06
10	-	-	0,16	0,08
4	-	-	0,20	0,10

Примечание. Конструктивная высота рядовых перемычек должна быть не менее 4 рядов кирпича, а перемычек из камней - не менее 3 рядов камня.

Неармированные каменные перемычки нельзя применять: при пролетах, превышающих предельные по табл. 7.1; при попадании балок, панелей и плит перекрытий в пределы необходимой конструктивной высоты перемычек h_k ; при наличии в здании вибрационных воздействий; при неоднородном грунте основания, когда возможны неравномерные осадки стен.

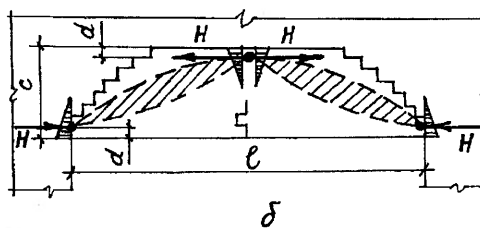
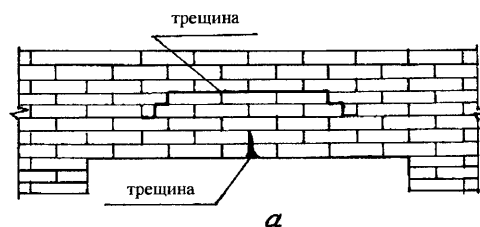


Рис. 7.2.

Экспериментальные исследования рядовых перемычек с доведением их до разрушения показали, что в стадии разрушения происходит отслоение перемычки от верхней кладки стен; трещина отслоения спускается ступенями к пятам, а снизу перемычки в середине пролета появляются трещины разрыва (рис. 7.2,а). Результаты экспериментов показали, что при таком характере разрушения рядовая перемычка в предельном состоянии работает как арочная конструкция, и в ней действуют силы распора. На основании этих экспериментов А.А. Гвоздевым предложен метод расчета перемычек по стадии разрушения с расчетной схемой в виде трехшарнирной арки (рис. 7.2,б). Таким образом, по статической схеме работы арочные, а также рядовые и клинчатые перемычки являются распорными конструкциями. Распоры смежных перемычек, лежащих на одном уровне, взаимно погашаются. Поэтому в промежуточных перемычках конструкции для восприятия распора не требуются. Распор перемычек у крайних оконных про-

емов передается на угловые простенки, вызывая в них изгиб и срез. Если угловые простенки не могут воспринимать эти усилия, то крайние перемычки выполняют армированными стальными затяжками. В этом случае арматурные стержни затяжки заводят за края проема не менее 50 см, а при малой ширине угловых простенков концы стержней анкеруются с помощью шайб, приваренных коротышей и т.п.

7.1.2. Расчет перемычек

За расчетную высоту перемычки c принимают ее высоту от низа (от уровня пят) до уровня опирания на нее балок, панелей или плит перекрытия. При отсутствии нагрузки от перекрытия c принимают равной трети пролета l . Если для рядовых перемычек такие значения c превышают конструктивную высоту h_k , то для них принимают $c = h_k$ (в арочных перемычках в расчетную высоту включают и высоту подъема перемычки).

Перемычки в стенах, возводимых в летних условиях, рассчитывают на нагрузку от прямоугольника стены над проемом высотой $l/3$ и на нагрузки от перекрытий (опорные реакции балок, плит и т.п.), попадающие в прямоугольник стены над проемом высотой до l . Перемычки стен, возводимых в зимних условиях, рассчитывают для стадии оттаивания на нагрузку от прямоугольника стены высотой l и на нагрузку от перекрытий, попадающих в прямоугольник стены высотой $2l$.

Нагрузку от кладки и перекрытий, не попадающих в указанные прямоугольники, в расчетах каменных перемычек не учитывают.

В соответствии со схемой, представленной на рис. 7.2,б, величина расчетного распора H рядовых, клинчатых и арочных перемычек определяется по формулам:

в перемычках без затяжек

$$H = \frac{M}{c} - 2 \cdot d; \quad (7.1)$$

в перемычках с затяжкой

$$H = \frac{M}{h_0} - d, \quad (7.2)$$

где M - величина наибольшего расчетного изгибающего момента в перемычке, определяемая как для свободно лежащей балки, от собственного веса перемычки и от давления концов балок, прогонов и настила, опирающихся на перемычку;

c - расчетная высота перемычки;

h_0 - расстояние от верха расчетной части перемычки до оси затяжки;

d - расстояние кривой давления в замке от верха перемычки и от низа перемычки в пятах (расстояние сил H от верха или от низа перемычки), принимаемое по табл. 7.4.

Таблица 7.4

Величина d в долях от расчетной высоты перемычки c

Марка раствора	При марке кирпича и камня 75 и выше	При марке камня 50 и ниже
100	0,10	-
50	0,12	0,15
25	0,15	0,20
10	0,20	0,25
4	0,25	0,30

Прочность кладки перемычки в замке и пятах (на опорах) проверяется на внецентренное сжатие на воздействие распора H , который рассматривается как внецентренно приложенная в горизонтальном направлении сила с эксцентриситетом $e_0 = 0,5 \cdot c - d$. При этом расчет растянутой зоны перемычки по раскрытию трещин не производится.

Если в крайних перемычках у углов здания не делают стальных затяжек, то необходимо дополнительно проверить их по прочности на срез в пятах и угловые простенки на внецентренное сжатие в плоскости стены при действии вертикальной продольной силы и распора H . Прочность пята перемычки по горизонтальным неперевязанным швам рассчитывается по формуле (4.19), где $Q=H$. При проверке углового простенка на внецентренное сжатие величина эксцентриситета равнодействующей обеих сил в сечении простенка на уровне подоконника не должна превышать $e_u = 0,7 \cdot y$.

Если сопротивление пята срезу или углового простенка на внецентренное сжатие недостаточно, для восприятия распора в перемычках требуется установка стальных затяжек.

Сечение затяжек определяется из условия

$$H \leq R_s \cdot A_s, \quad (7.3)$$

где R_s - принимается по табл. 3.16;

A_s - площадь сечения затяжки.

При применении железобетонных перемычек, кроме их расчета как изгибаемых железобетонных элементов на нагрузки, указанные выше, должна также проверяться прочность кладки при смятии под опорами перемычек. При расчете кладки на смятие в опорных сечениях перемычку следует рассчитывать как балку заделанную на опорах (см. раздел 7.7), при этом должно соблюдаться условие

$$\frac{M}{a} < N, \quad (7.4)$$

где M - изгибающий момент в перемычке в зоне заделки;

N - усилие защемления опоры перемычки, действующее по контакту с кладкой над опорой перемычки, от веса кладки и других вертикальных нагрузок;

a - глубина заделки перемычки.

При определении усилия N допускается включать вес кладки и нагрузки от перекрытий за пределами опоры перемычки, ограниченный углом 40° от вертикали.

Эксцентриситет приложения нагрузки относительно середины заделки в выражении (7.36) определяется по формуле

$$e_0 = \frac{M}{Q}, \quad (7.5)$$

где Q - опорная реакция перемычки.

Если условие (7.5) не соблюдается, то перемычка рассчитывается как свободно лежащая балка и расчет кладки на смятие под ее опорами производится по указаниям раздела 4.1.4.

7.2. Висячие стены и поддерживающие их конструкции

Висячими называются стены, которые опираются не на фундаменты, а на рандбалки или обвязочные балки. Висячими можно считать также и опертые на перемычки участки стен над проемами.

Во всех этих случаях конструкции, поддерживающие стены, имеют конечную жесткость, под действием нагрузки они деформируются. Это приводит к перераспределению напряжений (давления) между кладкой и поддерживающей конструкцией. Эпюра напряжений по длине стены становится неравномерной.

Длина эпюры и интенсивность распределения давления зависят от жесткости балки и кладки. А так как жесткости этих элементов в свою очередь являются функцией ряда других факторов, то на распределение давления оказывают влияние статическая схема балки, прочность раствора и степень его затвердения, высота кладки, наличие и размещение проемов и др.

Таким образом, система «каменная стена - поддерживающая конструкция» работает как балка-стенка, состоящая из двух упругих материалов, нелинейность деформаций которых учитывается уменьшением их модулей упругости. Величина этих модулей принимается:

для каменной кладки $E=0,5 \cdot E_0$;

для железобетонной балки $E_b=0,85 \cdot E_b$;

для стальной балки E_s ;

Статический расчет балки-стенки является трудоемким, поэтому нормами [1] разрешается применять упрощенные методы.

Задача любого метода заключается в установлении характера распределения давления по поверхности контакта стены и балки и в определении величин напряжений в любой точке по ее длине. Имея эти данные, можно проверить прочность кладки и, приняв эпюру напряжений за нагрузку, рассчитать балку, лежащую на упругом основании.

Сущность упрощенных методов заключается в следующем:

1) при малой жесткости в своей плоскости кладка стены рассматривается только как нагрузка на балку. Это возможно:

а) при высоте стены меньше половины пролета балки, на которую эта стена опирается;

б) при неотвердевшем или слабом растворе. В этом случае нагрузка на балку определяется:

- при кладке из кирпича, керамических или бетонных камней, если кладка выполнена в летних условиях - от высоты кладки, равной $1/3$ пролета, в зимних условиях - от высоты кладки, равной целому пролету;

- при кладке из крупных блоков - от высоты, равной $1/2$ пролета, но не менее высоты одного ряда блоков;

- при наличии проемов и высоте пояса кладки от верха балок до подоконников менее $1/3$ пролета следует учитывать также вес кладки до верхней грани железобетонных или стальных перемычек; при каменных перемычках учитывается вес кладки стен до отметки, превышающей отметку верха проема на $1/3$ его ширины;

в) в сложных условиях, например, при большом количестве нерегулярно расположенных проемов, нагрузка на балку принимается от всей опертый на нее стены. Распределение ее считается равномерным в пределах каждого простенка.

2) при отвердевшем растворе и высоте стены не менее половины ее пролета, т.е. в случаях, не перечисленных в п.1, длина эпюры распределения давления определяется в зависимости от жесткости балки и кладки. При этом рандбалка заменяется эквивалентным по жесткости условным поясом кладки, высота которого определяется по формуле

$$H_0 = 2 \cdot 3 \sqrt{\frac{B}{E \cdot h}}, \quad (7.6)$$

где B - жесткость рандбалки;

h - толщина стены.

Для железобетонных балок, жесткость которых зависит от уровня их загрузки, величину B в первом приближении можно определить по формуле

$$B = 0,85 \cdot E_b \cdot I_{red}. \quad (7.7)$$

В процессе расчета эту величину методом последовательных приближений следует уточнить по правилам расчета железобетонных конструкций.

Жесткость стальных рандбалок определяют как произведение $B = E_s \cdot I_s$, где E_s и I_s - модуль упругости стали и момент инерции сечения рандбалки.

Кладку висячих стен, поддерживаемых рандбалками, следует проверять на прочность при смятии в зоне над опорами рандбалок. Длина эпюры распределения давления в плоскости контакта стены и рандбалки опре-

деляется в зависимости от жесткости кладки и рандбалки. Общая длина эпюры, ее форма и максимальная ордината зависят от статической схемы балки, размера опоры a и наличия проемов (рис. 7.3).

Длина участка эпюры распределения давления в каждую сторону от грани опоры принимается равной $S = 1,57 \cdot H_0$.

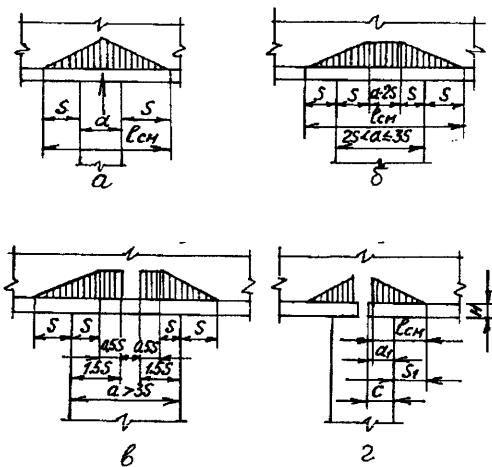


Рис. 7.3.

В кладке над промежуточными опорами неразрезных балок эпюра должна приниматься по треугольнику при $a \leq 2 \cdot S$ (рис. 7.3,а) или по трапеции при $3 \cdot S \geq a > 2 \cdot S$ (рис. 7.3,б) с меньшим ее основанием, равным $a - 2 \cdot S$. Длина участка стены l_c , на котором распределяется давление над опорой неразрезных рандбалок, равна $l_c = a + 2 \cdot S$.

Максимальная величина напряжений смятия σ_c (высота треугольника или трапеции) определяется из условия равенства объема эпюры давления и опорной реакции рандбалки по формулам:

$$\text{при треугольной эпюре давления } (a \leq 2 \cdot S) \\ 0,5 \cdot \sigma_c \cdot (a + 2 \cdot S) \cdot h = N \Rightarrow \sigma_c = \frac{2 \cdot N}{(a + 2 \cdot S) \cdot h}; \quad (7.8)$$

$$\text{при трапециевидной эпюре давления} \\ 0,5 \cdot \sigma_c \cdot (a - 2 \cdot S + a + 2 \cdot S) \cdot h = N \Rightarrow \sigma_c = \frac{N}{a \cdot h}, \quad (7.9)$$

где a - длина опоры (ширина простенка).

Если $a > 3 \cdot S$, то в формуле (7.9) вместо a следует принимать расчетную длину опоры, равную $a_1 = 3 \cdot S$, состоящую из двух участков длиной по $1,5 \cdot S$ с каждой стороны опоры (рис. 7.3,в).

В кладке над крайними опорами неразрезных балок, а также над опорами однопролетных балок эпюра приближенно принимается треугольной (рис. 7.3,г) с основанием

$$l_c = a_1 + S_1, \quad (7.10)$$

где $S_1 = 0,9 \cdot H_0$ - длина участка распределения давления от грани опоры;

a_1 - длина опорного участка рандбалки, но не более $1,5 \cdot H$ (H - высота рандбалки).

Максимальное напряжение над опорами балки в этом случае

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot N}{(a_1 + S_1) \cdot h}. \quad (7.11)$$

В кладке с проемами, расположенными непосредственно над балкой, эпюра принимается по трапеции (рис. 7.4,а), причем площадь треугольника, который отнимается от эпюры в пределах проема, заменяется равновеликой площадью параллелограмма, добавляемой к остальной части эпюры. При расположении проемов на высоте H_1 над рандбалкой длина участка S соответственно увеличивается, т.к. принимается $H_{01} = H_0 + H_1$.

Расчет стен и балок производится дважды:

на нагрузки, действующие в период возведения стен, когда давление по плоскости контакта равномерное по всей его длине. При кладке стен из кирпича, керамических камней или обыкновенных бетонных камней должна приниматься нагрузка от собственного веса неотвердевшей кладки высотой, равной $1/3$ пролета, для кладки в летних условиях и целому пролету - для кладки в зимних условиях (в стадии оттаивания при выполнении кладки способом замораживания). При кладке стен из крупных блоков (бетонных или кирпичных) высоту пояса кладки, на нагрузку от которого рассчитывают рандбалки, принимают высотой равной $1/2$ пролета, но не менее высоты одного ряда блоков. При наличии проемов и высоте пояса кладки от верха рандбалок до подоконников менее $1/3$ пролета следует учитывать также вес кладки стен до верхней грани железобетонных или стальных перемычек (рис. 7.4,б). При рядовых, клинчатых и арочных каменных перемычках должен учитываться вес кладки до отметки, превышающей отметку верха проема на $1/3$ его ширины;

на нагрузки, действующие в стадии эксплуатации, когда давление носит местный характер. В этом случае кладка стен работает на смятие (местное сжатие) от усилий, представляющих собой объем эпюры давления на рассчитываемом участке. Нагрузки определяют исходя из приведенных на рис. 7.3 эпюр давлений, передающихся на балки от опор и поддерживаемых балками стен.

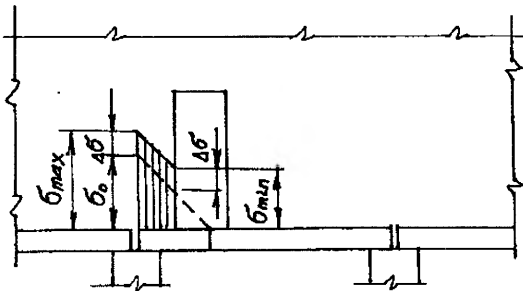


Рис. 7.4. Распределение напряжения в кладке над опорами висячих стен с проемами

При расчете на смятие кладки, расположенной под балкой, за площадь смятия A_c принимается площадь в пределах эпюры давления; полная расчетная площадь A принимается: для зоны, расположенной над промежуточными опорами неразрезных балок, - как для кладки, нагруженной местной нагрузкой в средней части сечения; для зоны над опорами однопролетных балок или крайними опорами неразрезных балок - как для кладки, нагруженной на краю сечения.

При расчете на смятие кладки под опорами (если опоры каменные) площади A_c и A принимаются в пределах длины опоры балки, но не более $3H$ (где H - высота балки).

Произведение $\psi \cdot d$ в формуле (4.8), независимо от формы эпюры давления, допускается принимать равным 0,75.

В случае необходимости кладка из кирпича и мелких камней при высоте ряда до 150 мм может быть усилена сетками. При этом принимается $R_c = R_{sk}$. При недостаточной прочности кладки из камней с высотой ряда более 150 мм, для которых сетчатое армирование является малоэффективным, следует увеличить жесткость балок и тем самым - длину площади смятия.

Подбор сечения продольной и поперечной арматуры для железобетонных балок производится по максимальным величинам изгибающих моментов и поперечных сил, определенным по двум указанным выше случаям расчета; на эти же усилия проверяется сечение стальных балок.

В сложных случаях (например, при расположении проемов над опорами рандбалки, при двух или более вертикальных рядах проемов и др.) рандбалка приближенно может быть рассчитана на всю нагрузку от стены, принимая равномерное распределение давления в каждом простенке, опирающемся на рандбалку. При этом принимается, что к каждому простенку приложены нагрузки, находящиеся между осями примыкающих к простенку проемов. При симметричном расположении двух вертикальных рядов проемов нагрузку, находящуюся между осями примыкающих к простенку проемов, допускается умножать на коэффициент, равный 0,3. При этом ве-

личина опорных реакций рандбалки определяется по нагрузкам, действующим в пределах ее длины без понижающих коэффициентов.

Поперечная сила у опор рандбалки принимается равной равнодействующей всех нагрузок, расположенных в пределах половины пролета рандбалки, отсекаемого наклонным сечением (рис. 7.5). Расчет железобетонной рандбалки по наклонному сечению на действие поперечных сил производится по пп. 3.29..3.31 [3], а стальной - по пп. 5.12...5.14 СНиП П-23-81*.

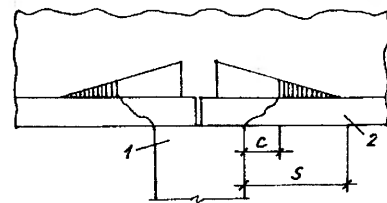


Рис. 7.5. Определение поперечной силы у опор рандбалки: 1 - опора; 2 - рандбалка

7.3. Карнизы и парапеты

Карнизы могут быть каменными (рис. 7.6,а) и железобетонными (рис. 7.6,б). Общий вынос карниза, образованного выпуском рядов кладки, не должен превышать половины толщины стены. При этом вынос каждого ряда не может превышать $1/3$ длины камня или кирпича. Каменные карнизы с выносом до 20 см выполняются на том же растворе, что и кладка верхнего этажа, а с выносом более 20 см марка раствора должна быть не ниже 50.

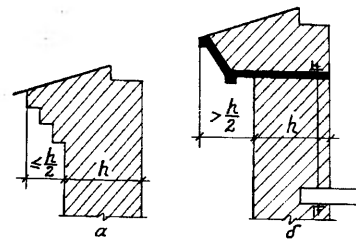


Рис. 7.6.

При необходимости устройства карнизов с выносами, превышающими половину толщины стены, применяются железобетонные консольные плиты или балки.

Если устойчивость карнизов недостаточна, их укрепляют анкерами, заделываемыми в кладку. Расстояние между ними не должно превышать 2 м при их закреплении отдельными шайбами и 4 м - при закреплении за продольную балку или за концы прогонов.

При сборных карнизах из железобетонных элементов в процессе возведения должна быть обеспечена устойчивость каждого элемента.

Длина анкеров должна быть такой, чтобы их заделка располагалась не менее чем на 15 см ниже того сечения, где они требуются по расчету. При железобетонных чердачных перекрытиях концы анкеров рекомендуются заделывать под перекрытиями.

Для предохранения анкеров от коррозии или воздействия высокой температуры при пожаре их необходимо заделывать в кладку на расстоянии $\frac{1}{2}$ кирпича от внутренней поверхности стены. При необходимости расположения анкеров снаружи кладки они должны быть покрыты слоем цементной штукатурки толщиной 3 см (от поверхности анкера).

Расчет верхних участков стен в сечении, расположенном непосредственно под карнизами, производится для двух стадий: для незаконченного здания, когда отсутствует крыша и чердачное перекрытие, и для законченного.

За расчетную единицу длины карниза принимают длину сборного элемента, но не более 2 м, т.е. величину, кратную расстоянию между анкерами.

При расчете карнизов для незаконченного здания учитывают следующие нагрузки (рис. 7.7,а):

а) создающие опрокидывающий момент относительно наружной грани стены:

расчетную от собственного веса выносной части карниза и опалубки (для монолитных железобетонных и железокирпичных карнизов), если она поддерживается консолями или подкосами, укрепленными в кладке;

временную расчетную по краю карниза от веса рабочего с инструментом $P=100$ кг на 1 м карниза или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1м;

нормативную ветровую, действующую на внутреннюю сторону стены на уровне выше соседних стен.

б) создающие удерживающий момент относительно той же грани: собственный вес карниза над стеной P_{ct} , или анкерное устройство.

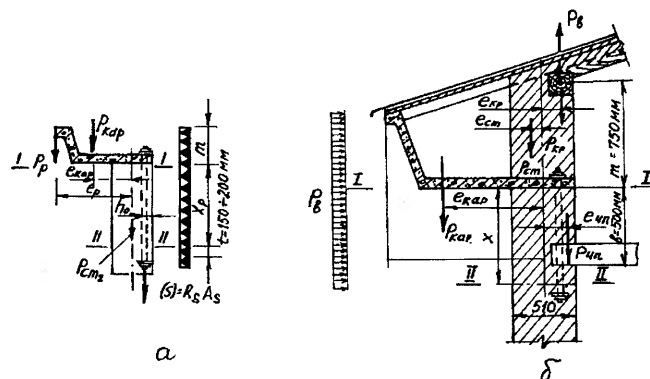


Рис. 7.7. Расчетная схема карниза

При расчете принимают, что чердачное перекрытие отсутствует, а стена верхнего этажа рассматривается как консоль, заделанная на уровне нижнего перекрытия верхнего этажа.

Если по проекту концы анкеров заделываются под чердачным перекрытием, то при расчете учитывается наличие чердачного перекрытия, о чем на чертежах должно быть дано соответствующее указание.

При расчете карнизов и участков стен под карнизами для законченного здания учитываются следующие нагрузки (рис. 7.7,б):

а) создающие опрокидывающий момент относительно наружной грани стены:

вес выносной части карниза- G ;

расчетная нагрузка по краю карниза от ремонтной люльки с рабочими (от двух блоков) по 500 кг на каждый блок при расстоянии между ними 2 м для зданий высотой более 10 м или 150 кг на 1 м или на один элемент сборного карниза, если его длина меньше 1 м для зданий высотой менее 10 м;

расчетная ветровая, уменьшенная на 50%;

б) создающие удерживающий момент:

собственный вес карниза над стеной P_{ct} ;

вес чердачного перекрытия;

вес крыши $P_{кр}$, уменьшенный на величину отсоса от ветровой нагрузки q_v , или анкерное устройство.

Снеговая нагрузка при расчете карнизов не учитывается.

Расчет карнизов заключается в проверке прочности кладки под ними на внецентренное сжатие и, при необходимости, в определении длины и поперечного сечения анкеров. Эксцентриситет приложения нагрузки дол-

жен быть не более 0,7у. Если это условие удовлетворяется для сечения I-I (рис. 7.7,б) (непосредственно под карнизом), то анкеры не ставятся. В противном случае требуется постановка анкеров. Глубина их заделки должна быть такой, чтобы вес кладки над сечением II-II, расположенным выше уровня заделки анкеров, обеспечил соблюдение указанного условия в этом сечении.

Сечение анкера допускается определять по усилию, определяемому по формуле

$$N = \frac{M}{0,85 \cdot h_0}, \quad (7.12)$$

где M - наибольший изгибающий момент от расчетных нагрузок;
 h_0 - расстояние от сжатого края сечения стены до оси анкера (расчетная высота сечения).

Место обрыва анкера (сечение II-II) определяется пересечением кривой давления с границей предельного эксцентриситета ($e_{0,пред}=0,7у$), как показано на рис. 7.7,б. Анкер заводится за сечение II-II на 150 мм.

Во всех случаях должны быть проверены расчетом все узлы передачи усилий (места заделки анкеров, анкерных балок и т.п.).

Парапеты следует рассчитывать в нижнем сечении на внецентренное сжатие при действии нагрузок от собственного веса и расчетной ветровой нагрузки, принимаемой с аэродинамическим коэффициентом 1,4. При отсутствии анкеров эксцентриситеты более 0,7у не допускаются.

Нагрузки, повышающие устойчивость карнизов и парапетов принимаются в расчетах с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma=0,9$.

7.4. Фундаменты и стены подвалов

7.4.1. Фундаменты

Фундаменты под стены обычно выполняются ленточными, под столбы - отдельностоящими. Их, а также стены подвалов и цоколи проектируют преимущественно сборными из крупных бетонных блоков. Допускается также применение мелких бетонных блоков и камней, природных камней правильной и неправильной формы, монолитного бетона и бутобетона, хорошо обожженного глиняного кирпича пластического прессования.

Проектные марки по морозостойкости каменных материалов для фундаментов (на всю толщину), возводимых во всех строительном климатических зонах, в зависимости от предполагаемого срока службы конструкций принимаются F15...F35. Проектные марки по морозостойкости устанавливаются только для материалов, из которых возводится верхняя часть фундаментов до половины расчетной глубины промерзания грунта.

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

Уширение фундаментов к подошве, а также переход ленточных фундаментов от одной глубины заложения к другой делается уступами. При изменении глубины заложения ленточных фундаментов в плотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1:1 и высота уступа - не более 1 м. При неплотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1:2 и высота уступа - не более 0,5 м. Высота уступа при уширении фундамента к подошве принимается для бутобетона не менее 30 см, а для бутовой кладки - в 2 ряда кладки (35- 60 см).

Учитывая физико-механические свойства материалов кладки фундаментов (хорошо сопротивляются сжатию, плохо - растяжению), их конструируют таким образом, чтобы исключить возможность появления в кладке растягивающих напряжений (главные растягивающие напряжения от среза и изгиба). Достигается это назначением соответствующего соотношения высоты фундамента к размеру его основания (рис. 7.8,а)

$$k = \frac{2 \cdot H_{\phi}}{a_{\phi} - b} = \operatorname{tg} \alpha, \quad (7.13)$$

а также отношения высоты отдельных уступов фундамента к их ширине. За α в этом случае принимают угол, близкий к углу распространения в кладке фундамента вертикального давления.

Мысленно выделенная в конструкции фундамента пирамида с основанием a_{ϕ} , высотой H_{ϕ} и грядями, составляющими с основанием угол α ,

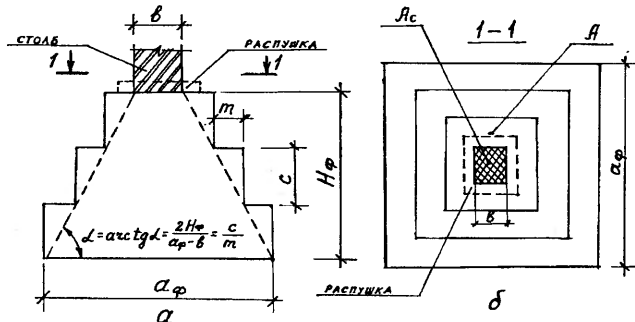


Рис. 7.8. Схема фундамента под каменный столб

определяет область конструкции, где действуют лишь сжимающие (от вертикальной нагрузки на фундамент) напряжения. Напряженное состояние фундамента эквивалентно напряженному состоянию этой пирамиды. Появление растягивающих напряжений в такой конструкции фундамента исключается. Величина угла α зависит, прежде всего, от материала кладки и

определяется экспериментальным путем. Значение коэффициента $k = \tan \alpha = c/m$ зависит от материала кладки и расчетного давления на грунт $p(\sigma)$.

Минимальные отношения высоты уступов к их ширине должны быть не менее значений, приведенных в табл. 7.5. В этом случае проверка уступов на изгиб и на срез не требуется.

Таблица 7.5

Минимальные отношения высоты уступов к их ширине для бутобетонных и бутовых фундаментов

Классы бетона	Марка раствора	Давление p на грунт при расчетной нагрузке, МПа (кгс/см ²)	
		$\sigma \leq 0,2$ (2,0)	$\sigma > 0,25$ (2,5)
B3,5- B7,5	50...100	1,25	1,5
B1- B2	10...25	1,5	1,75
-	4	1,75	2,0

В фундаментах и стенах подвалов из бутобетона толщина стен принимается не менее 35 см, а размеры сечения столбов - не менее 40 см; при бутовой кладке толщина стен принимается не менее 50 см, а размеры сечения столбов - не менее 60 см.

В железобетонных фундаментах отношение высоты уступов к их ширине определяется из расчета прочности.

При толщине фундамента, меньшей, чем толщина стены 1 этажа, ширина свеса стены 1 этажа над фундаментом не должна превышать 10 см, при этом толщина стены 1 этажа не должна превышать толщину фундамента более чем на 20 см, а участок стены 1 этажа, расположенный непосредственно над обрезами, должен быть армирован сетками.

В случае, когда толщина фундамента меньше толщины стены, расположенной непосредственно над ним, следует учитывать случайный эксцентриситет $e=4$ см, величина которого суммируется с величиной эксцентриситета равнодействующей продольных сил.

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

Размеры подошвы квадратного в плане фундамента определяются по формуле (рис. 7.8)

$$a_{\phi} = \sqrt{\frac{n \cdot N_n}{R_{сп}}}, \quad (7.14)$$

где a_{ϕ} - размер стороны подошвы фундамента;
 N_n - нормативное значение действующей на фундамент вертикальной внешней нагрузки;

$n=1,05 \dots 1,1$ - коэффициент, учитывающий собственный вес фундамента и грунта на его обрезах в размере 5...10% от величины N_n ;

$R_{сп}$ - расчетное сопротивление грунта сжатию;

$$N_n = \frac{N}{\gamma_f^{сп}}, \quad (7.15)$$

где N - расчетное значение действующей на фундамент внешней нагрузки;

$\gamma_f^{сп} = 1,15$ - усредненный коэффициент надежности по нагрузке.

Высоту фундамента H_{ϕ} (рис. 7.8,а) определяют по формуле

$$H_{\phi} = \frac{a_{\phi} - b}{2} \cdot k, \quad (7.16)$$

принимая k в зависимости от материала кладки и расчетного давления p на грунт в соответствии с рекомендациями табл. 7.5, при этом

$$p = \frac{N}{a_{\phi}^2}.$$

Прочность фундамента на местное сжатие определяется предельной для этих условий нагрузкой на кладку фундамента N_c , которая должна удовлетворять условию $N_c > N$, где N_c определяется по формуле (4.8). При

определении R_c коэффициент ξ определяется при $A = \left(b + \frac{2 \cdot c}{k}\right)^2$ и

$$A_c = b^2 \quad (\text{рис. 7.8,б}); \quad \psi = 1,0 \text{ и } d = 1,0.$$

Расчет и конструирование фундамента под центрально нагруженный столб при выбранном материале кладки фундамента выполняется по следующему плану:

а) определяем нормативное значение нагрузки от действующей от столба на фундамент расчетной нагрузки N ;

б) предварительно оценив величину давления p и приняв по табл. 7.5 коэффициент k , определяем высоту фундамента H_{ϕ} ;

в) по H_{ϕ} и a_{ϕ} строим «пирамиду сжатия» в соответствии с рис. 7.8,а и, разбив далее H_{ϕ} на определенное число ступеней, описываем (уступами) фундамент по граням пирамиды.

Следует отметить, что размеры фундамента необходимо округлять (в большую сторону) до величин, удобных для использования на практике. Если кладка фундамента выполняется из камней правильной формы (например, из кирпича), размеры a_{ϕ} , H_{ϕ} и размеры уступов фундамента должны позволить выполнить фундамент из целого числа этих камней с учетом швов между ними. Если кладка фундамента выполняется из камней

неправильной формы или требует устройства опалубки (например, бутобетон), основные размеры фундамента удобно назначать кратными 5 см. Размеры фундамента, для устройства которых требуется опалубка, целесообразно назначать также кратными 30 см, если это не ведет к заметному перерасходу материалов.

г) проверяем прочность законструированного фундамента на местное сжатие. Если условие (4.8) не удовлетворяется, необходимо, к примеру, увеличить размеры сечения по низу столба, сделав так называемую распушку и, уменьшив за счет этого напряжения смятия в основании столба (рис. 7.8).

Расчет ленточных каменных фундамента выполняется по схеме, аналогичной приведенной выше, при этом длина рассчитываемого участка фундамента принимается исходя из удобства сбора нагрузок на него (1 п.м.; расстояние между осями оконных проемов в наружных стенах; расстояние между осями внутренних отдельно стоящих опор (столбов, колонн) при расчете фундамента под наружные стены и т.п.).

При центральной нагрузке ширина подошвы ленточного фундамента определяется по формуле

$$b = \frac{N_n}{R_{sp} \cdot l}, \quad (7.17)$$

где N_n - нормативная вертикальная нагрузка, действующая на длине рассчитываемого участка фундамента, включая его вес;

R_{sp} - расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента;

l - принятая длина рассчитываемого участка фундамента.

Высота ленточных фундамента определяется как и для отдельно стоящих фундамента под столбы, по методике, изложенной выше.

7.4.2. Стены подвалов

Фундаменты стен подвалов закладываются на глубине не менее 50 см ниже уровня пола подвального помещения.

Наружные стены подвалов находятся под воздействием (рис. 7.9):

- массы вышележащей части стены N , приложенной центрально или внецентренно;
- внецентренно приложенной нагрузки P от перекрытия над подвалом;
- бокового давления грунта q с учетом временной нагрузки на поверхности земли $q_{вр}$, принимаемой равной 10 кН/м^2 (при отсутствии специальных требований) с коэффициентом надежности по нагрузке для нее $\gamma_f=1,2$.

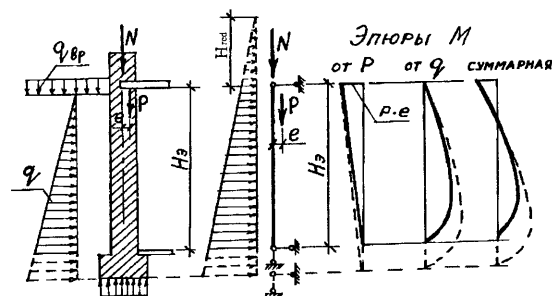


Рис. 7.9.

Для удобства расчета временную нормативную нагрузку на поверхности земли заменяют добавочным эквивалентным слоем грунта высотой H_{red} равным

$$H_{red} = \frac{q_{вр}}{\gamma}, \quad (7.18)$$

где $q_{вр}$ - нормативная нагрузка на поверхности земли;

γ - объемная масса грунта.

При расчете стены подвала рассматривается как стойка шириной $1m$ (или другой принятой расчетной ширины по аналогии с расчетом ленточных фундамента) с шарнирными опорами, расположенными на уровне низа подвального перекрытия и низа фундамента. Если же полы подвала устраиваются раньше обратной засыпки грунтом снаружи стен подвала, то это приводит к улучшению работы стены подвала, так как нижний шарнир будет в уровне пола подвала и длина стойки сократится (рис. 7.9). Принятие шарнирной опоры внизу связано с тем, что стены подвала обладают значительно большей жесткостью, чем жесткость заделки подошвы фундамента в грунте.

Эпора бокового давления грунта на стену подвала представляет собой трапецию с верхней и нижней ординатами q_1 и q_2 :

$$q_1 = \gamma_f \cdot \gamma \cdot b \cdot H_{red} \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (7.19)$$

$$q_2 = \gamma_{f1} \cdot \gamma \cdot b \cdot \left(\frac{\gamma_f}{\gamma_{f1}} \cdot H_{red} + H_2 \right) \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (7.20)$$

где γ_f - коэффициент надежности по нагрузке для временной нагрузки на поверхности земли;

γ_1 - то же, для объемной массы грунта, принимаемой по п. 3.2;
 b - расчетная ширина стены: при наличии оконных проемов - расстояние между осями оконных проемов; в случае глухой стены - участок стены шириной 1 м;

H_2 - высота эпюры давления грунта;

ϕ - расчетный угол внутреннего трения грунта, определяемый по СНиП 2.02.01-83*.

Стена подвала рассчитывается на внецентренное сжатие. Моменты в стене от бокового давления грунта могут быть определены по формуле

$$M_x = \frac{1}{6} \left\{ \frac{H_2^2}{H_1} (2q_1 + q_2) \cdot x - \left[3q_1 + (q_2 - q_1) \frac{x - H_1 + H_2}{H_2} \right] \cdot (x - H_1 + H_2)^2 \right\}, \quad (7.21)$$

где H_1 - расчетная высота стены подвала;

x - расстояние от верха стены подвала до рассматриваемого сечения.

Если $H_2 = H_1$, то приближенно можно считать, что максимальный момент M_x будет на расстоянии $x = 0,6 \cdot H_1$ и равен

$$M_{\max} = (0,056 \cdot q_1 + 0,064 \cdot q_2) \cdot H_1^2. \quad (7.22)$$

Характер эпюр изгибающих моментов показан на рис. 7.9. Если ось вышележащей стены совпадает с осью стены подвала, то нагрузка от вышележащих этажей считается приложенной центрально.

Если толщина стены подвала меньше толщины вышележащей стены, то при расчете учитывается случайный эксцентриситет $e = 4$ см, который суммируется с эксцентриситетом равнодействующей продольных сил. Вышележащая стена должна быть проверена при этом на местное сжатие в уровне верха стены подвала.

От действия вертикальных сил и горизонтального давления грунта строится суммарная эпюра моментов. Расчет на внецентренное сжатие проверяются сечения стены, в которых моменты или продольные силы имеют максимальные значения.

7.5. Деформационные швы

Деформационные швы бывают осадочные и температурно - осадочные.

Осадочные швы должны обеспечивать независимость осадок разных частей зданий и разрезать все здание до основания, включая и фундамент.

Температурно - осадочные швы доводятся до фундаментов, разрезая только стены, давая им возможность деформироваться по длине при воздействии температуры и усадки.

Осадочные швы должны быть предусмотрены во всех случаях, когда можно ожидать неравномерную осадку частей здания, как, например:

- при строительстве зданий, расположенных на разнородных грунтах или на неодинаково обжатых грунтах (при одновременном возведении секций здания, при пристройках к существующим зданиям и т.п.);

- при разнице в высотах отдельных частей здания, превышающей 10 м;

- в местах резкого расширения (например, в 2-3 раза) или заглубления подошвы фундамента.

Температурно - осадочные швы в стенах каменных зданий должны устраиваться в местах возможной концентрации больших температурных и осадочных деформаций, которые могут вызвать недопустимые по условиям эксплуатации разрывы кладки, трещины, перекосы и сдвиги кладки по швам (по концам протяженных армированных и стальных включений, а также в местах значительного ослабления стен отверстиями или проемами). Расстояния между температурно - осадочными швами должны определяться расчетом.

Максимальные расстояния между температурно - осадочными швами зависят от:

- средней температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки для района строительства здания;

- вида кирпича (камня);

- вида здания (отапливаемое или неотапливаемое);

- вида кладки (армированная или неармированная).

Ниже приводятся значения максимальных расстояний между температурно - осадочными швами, которые допускается принимать для неармированных наружных стен без расчета:

а) для надземных каменных и крупноблочных стен отапливаемых зданий при длине армированных бетонных и стальных включений (перемычки, балки и т.п.) не более 3,5 м и ширине простенка не менее 0,8 м - по табл. 7.6; при длине включений более 3,5 м участки кладки по концам включений должны проверяться расчетом по прочности и раскрытию трещин;

б) то же, для стен из бутобетона - по табл. 7.6 как для кладки из бетонных камней на растворах марки 50 с коэффициентом 0,5;

в) то же, для многослойных стен - по табл. 7.6 для материала основного конструктивного слоя стен;

г) для стен неотапливаемых каменных зданий и сооружений для условий, указанных в п. «а», - по табл. 7.6 с умножением на коэффициенты: для закрытых зданий и сооружений - 0,7; для открытых сооружений - 0,6.

д) для каменных и крупноблочных стен подземных сооружений и фундаментов зданий, расположенных в зоне сезонного промерзания грунта, - по табл. 7.6 с увеличением в два раза; для стен, расположенных ниже границы сезонного промерзания грунта, а также в зоне вечной мерзлоты - без ограничения длины.

Деформационные швы в стенах, связанных с железобетонными или стальными конструкциями, должны совпадать со швами в этих конструкциях. При необходимости в зависимости от конструктивной схемы зданий в кладке стен следует предусматривать дополнительные температурные швы без разрезки швами в этих местах железобетонных или стальных конструкций.

Таблица 7.6

Максимальные расстояния между температурно-усадочными швами

Средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки	Расстояние между температурными швами, м, при кладке			
	из глиняного кирпича, керамических и природных камней, крупных блоков из бетона или глиняного кирпича		из силикатного кирпича, бетонных камней, крупных блоков из силикатного бетона и силикатного кирпича	
	на растворах марок			
	50 и более	25 и более	50 и более	25 и более
Минус 40°C и ниже	50	60	35	40
Минус 30°C	70	90	50	60
Минус 20°C и выше	100	120	70	80

Примечания: 1. Для промежуточных значений расчетных температур расстояния между температурными швами допускается определять интерполяцией.
2. Расстояния между температурно-усадочными швами крупнокаменных зданий из кирпичных панелей назначаются в соответствии с Инструкцией по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов.

Конструктивно деформационные швы в кирпичных стенах обычно осуществляются в паз, четверть или шпунтом, заполненными упругими прокладками (два слоя толя, проконопатка утеплителем с последующим оштукатуриванием) для исключения возможности продувания швов (рис. 7.10). Иногда в швах устраивают компенсаторы из оцинкованной стали (при толщине стены менее 38 см). Конструкция деформационных швов в стенах каменных зданий должна быть непродуваемой, непромокаемой и непромерзаемой.

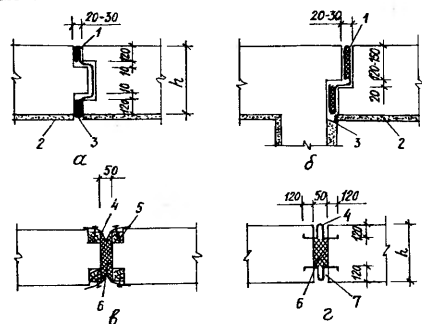


Рис. 7.10. Устройство температурных швов в наружных стенах зданий: а, б – с сухим и нормальными режимами эксплуатации; в, г – с влажным и мокрым режимами; 1 – утеплитель (толь и рубероид с утеплителем или пеноизол, гернит); 2 – штукатурка; 3 – расшивка; 4 – компенсатор; 5 – антисептированные деревянные рейки 60х60 мм; 6 – утеплитель; 7 – вертикальные швы, заполненные цементным раствором

7.6. Анкеровка стен и столбов

На стены и столбы у верхнего перекрытия действует сила $Q=M/H_n$, отрывающая их от перекрытия. Для восприятия этих сил, а также сил, возникающих из-за продольного изгиба стены, неоднородности материалов кладки и отклонений оси стены от вертикали вследствие неточностей при возведении кладки, следует анкеровать перекрытия в кладке.

Анкерровкой могут служить трение и сцепление в опорах железобетонных перекрытий, специальные анкеры, устраиваемые в концах балок перекрытий, выпуски отрезков арматуры из швов между сборными железобетонными плитами перекрытий и т.п.

Расстояние между анкерами балок, опирающихся на стены, а также между анкерами, связывающими стены с перекрытиями из сборных железобетонных плит, должно быть не более 6 м. Сечение анкеров принимается не менее $0,5 \text{ см}^2$ ($\varnothing 8$). Самонесущие стены в каркасных зданиях должны быть соединены с колоннами гибкими связями, допускающими возможность независимых вертикальных деформаций стен и колонн. Эти связи должны обеспечивать устойчивость стен, а также передачу действующей на них ветровой нагрузки на колонны каркаса.

Стальные анкеры и связи в наружных, а также внутренних стенах в помещениях с влажным или мокрым режимом должны быть защищены от коррозии.

Расчетные сопротивления стали для анкеров и связей в кладке принимаются равными:

на растворе марки 25 и выше: А-I- $R_s=200$ МПа; А-II- $R_s=250$ МПа;

Вр-I- $R_s=290$ МПа;

на растворе марки 10 и ниже: А-I- $R_s=115$ МПа; А-II- $R_s=140$ МПа;

Вр-I- $R_s=220$ МПа;

При применении других видов арматурных сталей расчетные сопротивления для них принимаются не выше, чем для арматуры классов А-II или Вр-I.

Расчет анкеров производится:

а) при расстоянии между ними более 3 м;

б) при несимметричном изменении толщины столба или стены;

в) для простенков при общей величине нормальной силы более 1000кН.

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

Для решения этих вопросов необходимо сначала определить усилия в анкере. Расчетное усилие в анкере складывается из двух усилий: $N_s=A_1+A_2$,

где A_1 – горизонтальная опорная реакция (рис. 7.11,а), $A_1 = \frac{M}{H_{st}}$;

М - расчетный момент в стене на уровне низа перекрытий или покрытия в местах опирания их на стену на ширине, равной расстоянию между анкерами;

$H_{ст}$ - высота этажа;

A_2 - условная опорная реакция, которая может быть вызвана несимметричным приложением нагрузок вследствие возможности производственных отклонений стены от вертикали или неоднородностью кладки.

По рекомендациям [1] $A_2 = 0,01 \cdot N$, где N - расчетная нормальная сила в уровне расположения анкера на ширине, равной расстоянию между анкерами.

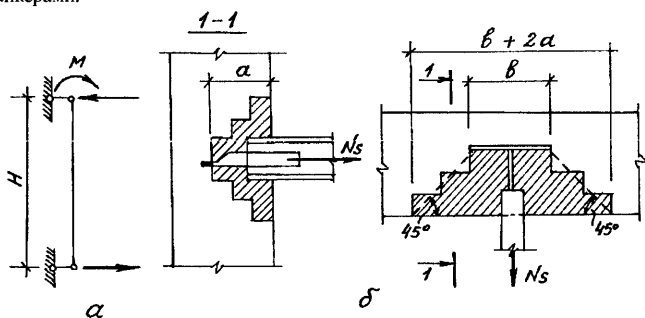


Рис. 7.11. К расчету анкера: а - определение усилия в анкере; б - кладка, вовлекаемая в работу при выдергивании анкера

Таким образом, расчетное усилие в анкере определяется по формуле

$$N_s = \frac{M}{H_{ст}} + 0,01 \cdot N.$$

Теперь можно решить все вопросы, связанные с анкерной стеной:

определить требуемое сечение анкера $A_s = N_s / R_s$, но $A_s > 0,5 \text{ см}^2$;

определить требуемые параметры сварных швов (толщину, длину), прикрепляющих анкер к балке, прогону, колонне и т.п. по известному усилию - N_s ;

определить прочность заделки анкера в стену, которая определяется сопротивлением кладки срезу по горизонтальным швам, расположенным под анкером и над ним. Распределение давления в кладке принимается под углом 45° (рис. 7.11,б).

Расчетное усилие в анкере должно быть меньше суммарного сопротивления заделки по расчету на срез кладки и трение

$$N_s \leq 2 \cdot a(a+b) \cdot (R_{sq} + 0,8 \cdot n \cdot \mu \cdot \sigma_0), \quad (7.24)$$

где а - глубина заделки анкера;

б - длина поперечного штыря анкера;

R_{sq} - расчетное сопротивление кладки срезу;

n - коэффициент, принимаемый равным 1,0 для кладки из полнотелого кирпича и камней и 0,5 - для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами, а также для кладки из рваного бутового камня;

μ - коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным 0,7;

σ_0 - среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной нагрузке, определяемой с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$.

7.7. Опирание элементов конструкций на кладку

В местах опирания конструктивных элементов на кладку (балок, лестничных маршей и т.д.) производится ее расчет на смятие. При необходимости повышения несущей способности опорного участка кладки на смятие могут применяться:

- сетчатое армирование опорного участка кладки;
- опорные распределительные плиты;
- распределительные пояса при покрытиях больших пролетов, особенно в зданиях с массовым скоплением людей (кинотеатры, залы клубов, спортзалы и т.п.);
- пилястры;
- комплексные конструкции (железобетонные элементы, забетонированные в каменную кладку);
- кладка из полнотелого кирпича верхних 4-5 рядов в местах опирания на нее элементов.

Под опорными участками элементов, передающих местные нагрузки на кладку, наносится слой раствора толщиной не более 15 мм. В местах приложения местных нагрузок, в случае необходимости по расчету на смятие, предусматривается установка распределительных плит толщиной, кратной толщине рядов кладки, но не менее 15 см, армированных по расчету двумя сетками с общим количеством арматуры не менее 0,5% от объема бетона. Распределительная плита рассчитывается на местное сжатие, изгиб и скалывание при действии местной нагрузки, приложенной сверху, и реактивного давления кладки снизу. Возможна установка металлической плиты толщиной не менее 20 мм или пакета из нескольких пластин меньшей толщины.

Длина распределительной плиты l (рис. 7.12,а), если она не ограничена размерами сечения кладки, должна быть больше длины опорного конца балки l_1 . Размер l определяется расчетом.

При опорном давлении однопролетных балок, прогонов и т.п. более 100 кН укладка опорных распределительных плит является обязательной, даже если это не требуется по расчету, а толщина их должна быть не менее 22 см.

При расчете распределительной плиты сосредоточенная сила заменяется нагрузкой, равномерно распределенной по площади смятия, имеющей ширину b опорного участка, опирающегося на плиту элемента, и дли-

ну, равную $2v$, где v - расстояние от внутреннего края плиты или фиксирующей прокладки до оси нагрузки (рис. 7.12). В расчетной схеме распределительное устройство заменяется поясом (столбом) кладки, имеющим размеры в плане те же, что и распределительное устройство с эквивалентной по жесткости высотой, определяемой по формуле

$$H_0 = \sqrt[3]{\frac{E_p \cdot I_p}{E \cdot d}}, \quad (7.25)$$

где E_p, I_p - соответственно модуль упругости материала распределительного устройства и его момент инерции (для железобетонной подушки $E_p = 0,85E_b$);

E - модуль упругости кладки, принимаемый $E = 0,5E_0$;

d - ширина полосы опирания подушки на кладку.

Напряжения в кладке под распределительными устройствами определяются по формулам, приведенным в табл. 7.7.

В этих формулах s - радиус влияния местной нагрузки, равный $s = \pi \cdot H / 2 = 1,57 \cdot H$,

где H - расстояние от уровня, в котором приложена местная нагрузка, до рассчитываемого сечения.

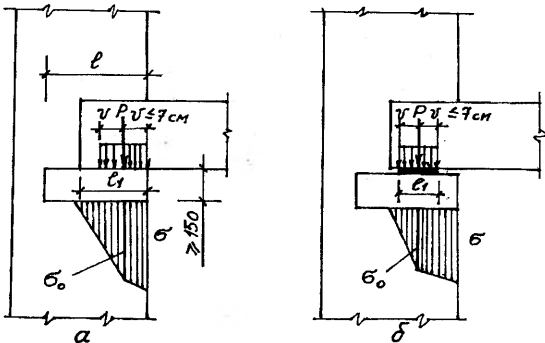


Рис. 7.12. Схема нагрузок и напряжения при расчете опорной плиты: а - опирание балки без фиксирующей прокладки; б - то же с прокладкой

При расчете сечения под распределительным устройством $H = H_0$, а в расположенных ниже сечениях $H = H_0 + H_1$, где H_1 - расстояние от нижней поверхности распределительного устройства до рассчитываемого сечения.

Размеры распределительного устройства (или размеры основания конструкции, создающей местную нагрузку) назначаются из условия $\sigma_{max} \leq 0,8 \cdot \xi \cdot R_u$ (ξ и R_u - см. выше).

Подушка распределяет сосредоточенную нагрузку на длине не более $1,57H_0$, поэтому бесполезно подушку под сосредоточенным грузом делать более длинной.

При местных краевых нагрузках, превышающих 80% расчетной несущей способности кладки при местном сжатии (см. формулу выше), предусматривается армирование опорного участка кладки сетками из стержней диаметром не менее 3 мм с размером ячейки не более 60×60 мм, уложенными не менее чем в 3 верхних горизонтальных швах.

Расчет кладки на смятие под опорами свободно лежащих изгибаемых элементов производится в зависимости от фактической длины опоры a_1 и полезной длины a_0 (рис. 7.13). Эпора напряжений под концом балки принимается по трапеции при $a_1 < a_0$ или по треугольнику при $a_1 > a_0$. Допускается принимать треугольную эпору с основанием $a_0 = a_1$, если длина опорного конца балки меньше ее высоты.

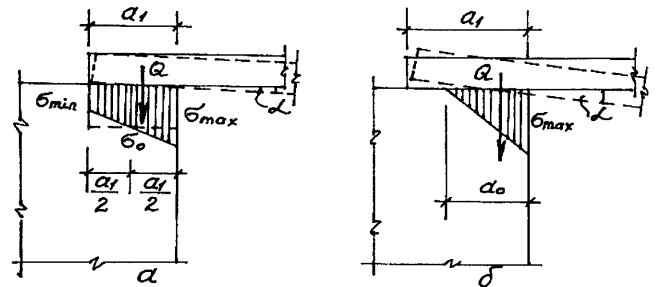


Рис. 7.13. Распределение напряжений под концом балки: а - эпора напряжений - трапеция ($a_1 < a_0$); б - то же - треугольник ($a_1 > a_0$)

Полезная длина опоры определяется по формуле

$$a_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot Q}{c \cdot b \cdot \operatorname{tg} \alpha}}. \quad (7.26)$$

Краевые напряжения при эпоре в виде трапеции:

$$\sigma_{max} = \sigma_0 + c \cdot a_1 \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2}; \quad (7.27)$$

$$\sigma_{min} = \sigma_0 - c \cdot a_1 \cdot \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2},$$

$$\text{где } \sigma_0 = \frac{Q}{a_1 \cdot b};$$

при эпоре в виде треугольника:

$$\sigma_{max} = 2 \cdot \sigma_0,$$

$$\text{где } \sigma_0 = \frac{Q}{a_0 \cdot b};$$

b- ширина опорного участка балки, плиты настила или распределительной плиты под концом балки;
c- коэффициент постели при смятии кладки под концом балки;
 α - угол наклона оси балки на опоре.

Коэффициент постели определяется по формуле:

$$\text{для затвердевшей кладки - } c = \frac{50 \cdot R_{в}}{b}; \quad (7.28)$$

$$\text{для свежей кладки - } c_1 = \frac{35 \cdot R_{в1}}{b},$$

где $R_{в1}$ - временное сопротивление сжатию кладки на растворе марки 2.

Для свободно лежащих балок при равномерной нагрузке

$$tg \alpha = \frac{q \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I}, \quad (7.29)$$

где l- пролет балки;
EI- жесткость балки.

Прочность кладки на смятие обеспечивается при выполнении условия

$$Q \leq \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c, \quad (7.30)$$

где ψ - коэффициент полноты эпюры давления;
 A_c - площадь смятия, на которую передается нагрузка:
при эпюре в виде трапеции;

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{c \cdot a_1 \cdot tg \alpha}{2 \cdot \sigma_0}}; \quad A_c = a_1 \cdot b; \quad (7.31)$$

при треугольной эпюре

$$\psi = 0,5; \quad A_c = a_0 \cdot b; \quad (7.32)$$

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

$d=1,0$ - для кладки из пустотных бетонных камней или сплошных камней и блоков из крупнопористого и ячеистого бетона;

$R_c = \xi \cdot R$ - расчетное сопротивление кладки на смятие, определяемое по формуле (4.9).

При опирании на кирпичную стену железобетонных балок, прогонов, настила, кроме расчета на внецентренное сжатие и смятие сечений кладки ниже опорного узла, необходимо проверить на центральное сжатие сечение по кладке и железобетонным элементам по формуле

$$N \leq g \cdot p \cdot R \cdot A, \quad (7.33)$$

где A- суммарная площадь сечения кладки и железобетонных элементов в опорном узле в пределах контура стены или столба, на которые уложены элементы;

R- расчетное сопротивление кладки сжатию;
g- коэффициент, зависящий от величины площади опирания железобетонных элементов в узле ($g=0,8$, если $A_b \geq 0,4 \cdot A$, или $g=1,0$, если $A_b \leq 0,1 \cdot A$);

p- коэффициент, зависящий от типа пустот в железобетонном элементе и принимаемый равным:

$p=1,0$ - при сплошных элементах и настилах с круглыми пустотами;
 $p=0,5$ - при настилах с овальными пустотами и наличии хомутов на опорных участках.

В сборных железобетонных настилах с незаполненными пустотами дополнительно проверяется несущая способность горизонтального сечения, пересекающего ребра настила, по формуле

$$N \leq n \cdot R_b \cdot A_n + R \cdot A_k \quad (7.34)$$

где R_b - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию [3];

A_n - суммарная площадь сечения ребер;

R- расчетное сопротивление кладки сжатию;

A_k - площадь сечения кладки в пределах опорного узла (без учета части сечения, занимаемой настилом);

$n=1,25$ для тяжелых бетонов, и $n=1,1$ для бетонов на пористых заполнителях.

При заделке консольных балок в кирпичную кладку (рис. 7.14) в кладке под балкой и над балкой будет происходить смятие, а распределение напряжений смятия принимается линейным (по треугольнику). Другими словами, на заделанный конец балки будет действовать сжимающая сила P и изгибающий момент- $M=P \cdot e$. Здесь P- расчетная нагрузка от веса балки и приложенных к ней нагрузок, а e- эксцентриситет расчетной силы P относительно середины заделки.

В таком случае можно определить напряжения смятия под и над балкой по формуле

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}, \quad (7.35)$$

$$\text{где } \frac{P}{A} = \sigma_1 \text{ и } \frac{M}{W} = \sigma_2.$$

Для определения напряжения смятия под балкой принимается знак плюс (т.е. они больше по величине, чем напряжения над балкой) и тогда можно записать для балки шириной b:

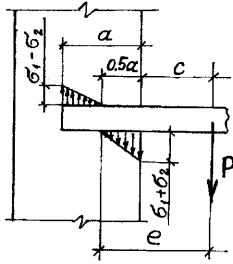


Рис. 7.14.

$$R_c \geq \frac{P}{a \cdot b} + \frac{P \cdot e}{b \cdot a^2} \quad \text{или} \quad P \leq \frac{R_c \cdot a \cdot b}{\frac{6 \cdot e}{a} + 1} \quad (7.36)$$

Необходимая глубина заделки определяется из условий (7.36) по формуле

$$a = \frac{2 \cdot P}{R_c \cdot b} + \sqrt{\frac{4 \cdot P^2}{R_c^2 \cdot b^2} + \frac{6 \cdot P \cdot c}{R_c \cdot b}} \quad (7.37)$$

Если глубина заделки a получается слишком большой, например $a > h$ (h - толщина стены), то применяются распределительные подкладки в виде узких балочек с шириной $s \leq \frac{a}{3}$ (рис. 7.15). В этом случае эпюра напряжений смятия может быть принята прямоугольной.

$$\text{Тогда } N_1 = P + \frac{M}{a}, \quad N_2 = P, \quad M = P \cdot e, \quad e = c + 0,5 \cdot s + 0,5 \cdot a.$$

Над распределительной подкладкой возникнут напряжения

$$\sigma_{c2} = \frac{N_2}{b \cdot s}, \quad \text{а под распределительной подкладкой } \sigma_{c1} = \frac{P \cdot \left(1 + \frac{e}{a}\right)}{b \cdot s}.$$

При одинаковых размерах распределительных подкладок над и под балкой расчет заделки консольной балки будет выполняться по формуле

$$P \leq \frac{R_c \cdot b \cdot s}{1 + \frac{e}{a}} \quad (7.38)$$

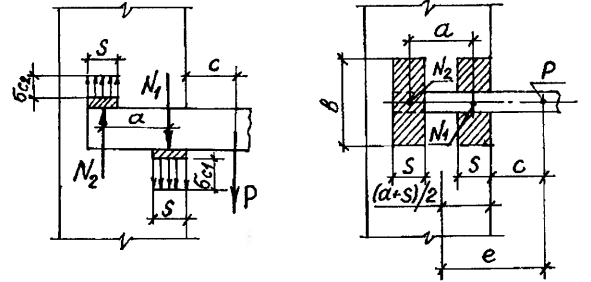


Рис. 7.15.

Если эксцентриситет нагрузки относительно центра площади заделки превышает более чем в два раза глубину заделки ($e > 2 \cdot a$), напряжения от сжатия могут не учитываться. Расчет в этом случае производится по формуле

$$P = \frac{R_c \cdot a^2 \cdot b}{6 \cdot e} \quad (7.39)$$

Таблица 7.7

1	2	3
Схема приложения нагрузки и распределения напряжений	Формулы применимы в сечениях, где	Напряжения σ_0 и σ_1
	a_1 и $a_2 > s = \frac{\pi \cdot H}{2}$	$\sigma_0 = 0,64 \cdot \frac{N}{H \cdot d}$
	$a < s$	$\sigma_0 = \frac{N}{2 \cdot a \cdot d} \left(1 + 0,41 \frac{a^2}{H^2}\right);$ $\sigma_1 = \frac{N}{2 \cdot a \cdot d} \left(1 - 0,41 \frac{a^2}{H^2}\right)$

Продолжение таблицы 7.7

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

Окончание таблицы 7.7

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

Примечание: q - нагрузка; d - толщина элемента.

8. Особенности проектирования каменных конструкций, возводимых в зимнее время

Способ кладки, применяемой для возведения зданий и сооружений в зимнее время при отрицательных температурах, должен обосновываться предварительно технико-экономическими расчетами, обеспечивающими оптимальные показатели стоимости, трудоемкости, расхода вяжущих, электроэнергии и т.п. Принятый на основе этих расчетов способ зимней кладки должен обеспечивать прочность и устойчивость конструкций как в период их возведения, так и последующей эксплуатации.

Зимняя кладка может выполняться:

- на растворах не ниже марки 50 с противоморозными химическими добавками, не вызывающими коррозии материалов кладки (поташ, нитрит натрия, смешанные добавки, комплексные добавки НКМ и др.), твердеющих на морозе без обогрева;

- способом замораживания на обыкновенных растворах не ниже марки 50 без химических добавок с обогревом возводимых конструкций в течение времени, за которое кладка достигает несущей способности, достаточной для нагружения вышележащими конструкциями зданий;

- способом замораживания на обыкновенных растворах не ниже марки 10 без химических добавок. При этом элементы конструкций должны иметь достаточную прочность и устойчивость как в период их первого оттаивания (при минимальной прочности раствора), так и в последующий период эксплуатации.

Высота каменных конструкций, возводимых способом замораживания, определяется расчетом, но не должна превышать 15 м и четырех этажей. Допускается выполнение способом замораживания фундаментов малоэтажных зданий (до трех этажей включительно) из постелистого камня, укладываемого «враспор» со стенками траншей на растворах марки не ниже 25.

При способе замораживания без химических добавок и обогрева растворы кладки на морозе практически не твердеют, а приобретают лишь временную криогенную прочность, которая при оттаивании утрачивается. После оттаивания при положительной температуре раствор постепенно набирает прочность, но его расчетная конечная прочность, как показали эксперименты, зависит от температуры, при которой возводилась зимняя кладка, и составляет 40-80% прочности летней кладки.

Кроме того, при способе замораживания значительно увеличивается деформативность кладки после ее оттаивания.

Расчетные сопротивления сжатию кладки, выполнявшейся на растворах с противоморозными химическими добавками, принимаются равными расчетным сопротивлениям, приведенным в табл. 3.6 . . . 3.12, если каменная кладка будет выполняться при среднесуточной температуре наружного воздуха до минус 15 °С, и с понижающим коэффициентом 0,9, если кладка будет выполняться при температуре ниже минус 15 °С.

Расчетные сопротивления сжатию кладки, выполнявшейся способом замораживания и способом замораживания с обогревом возведенных конструкций, на растворах без противоморозных добавок в законченном здании после оттаивания и твердения раствора при положительных температурах следует принимать по табл. 3.6 . . . 3.12 с понижающими коэффициентами: для кирпичной и каменной кладки при среднесуточной температуре наружного воздуха, при которой выполнялась кладка, до минус 15 °С – 0,9 и до минус 30 °С – 0,8, для кладки из крупных блоков расчетные сопротивления не снижаются.

Расчет несущей способности каменных конструкций, возводимых способом замораживания без химических добавок и обогрева, следует производить для двух стадий их готовности:

в стадии оттаивания при расчетной прочности оттаивающего раствора 0,2 МПа при растворе на портландцементе и толщине стен и столбов 38 см и более;

при нулевой прочности оттаивающего раствора и растворе на шлакопортландцементе или пуццолановом цементе независимо от толщины стен и столбов, а также при растворе на портландцементе, если толщина стен менее 38 см;

основной расчет для законченного здания с учетом понижения прочности раствора и увеличения деформативности, отвердевшей после оттаивания кладки.

При кладке способом замораживания или способом замораживания с искусственным обогревом возведенных конструкций влияние пониженного сцепления раствора с камнем и арматурой следует учитывать введением в расчетные формулы коэффициентов условий работы γ_{c1} и γ_{cs1} , значения которых приведены в табл. 8.1. При кладке на растворах с противоморозными добавками, не вызывающими коррозии арматуры, коэффициенты γ_{c1} и γ_{cs1} не учитываются.

Таблица 8.1

Значения коэффициентов условий работы кладки и сетчатой арматуры γ_{c1} и γ_{cs1}

Вид напряженного состояния зимней кладки	Коэффициенты условий работы	
	кладки γ_{c1}	сетчатой арматуры γ_{cs1}
1. Сжатие отвердевшей (после оттаивания) кладки из кирпича	1,0	-
2. То же, бутовой кладки из постелистого камня	0,8	-
3. Растяжение, изгиб, срез отвердевшей кладки всех видов по растворным швам	0,5	-
4. Сжатие кладки с сетчатым армированием, возводимой способом замораживания в стадии оттаивания	-	0,5
5. То же, отвердевшей (после оттаивания)	-	0,7
6. То же, возводимой на растворах с противоморозными добавками при твердении на морозе и прочности раствора не менее 1,5 МПа в момент оттаивания	-	1,0

При расчете в стадии оттаивания также должно учитываться влияние пониженного сцепления раствора с камнем и арматурой введением в расчетные формулы указанных коэффициентов условий работы.

Прочность зимней кладки, выполняемой способом замораживания с обогревом, должна определяться расчетом с учетом упрочнения, достигнутого раствором в пределах всего или части сечения.

Отогревание конструкций допускается только после проверки расчетом их достаточной несущей способности в период искусственного оттаивания кладки.

Возведение кладки на обыкновенных растворах способом замораживания не допускается для конструкций:

из бутобетона и рваного бута;
подвергающихся в стадии оттаивания вибрации или значительным динамическим нагрузкам;

подвергающихся в стадии оттаивания поперечным нагрузкам, величина которых превышает 10% продольных;

с эксцентриситетами в стадии оттаивания, превышающими 0,25у для конструкций, не имеющих верхней опоры, и 0,7у при наличии верхней опоры;

с отношением высот стен (столбов) к их толщинам, превышающим в стадии оттаивания значения β , установленные для кладок IV группы (см. раздел 6.6).

Для конструкций, не имеющих верхней опоры, предельные отношения β следует уменьшать в два раза и принимать не более $\beta=6$. В случаях превышения предельно допускаемой гибкости конструкций при возведении необходимо выполнить их усиление временными креплениями, обеспечивающими устойчивость в период оттаивания.

Все мероприятия, направленные на обеспечение необходимой конечной прочности зимней кладки (повышение марок растворов, применение кирпича и камней повышенной прочности или в отдельных случаях применение сетчатого армирования), должны быть отражены на рабочих чертежах. При кладке, выполняемой на растворах с химическими добавками, указанные мероприятия применяются для элементов, несущая способность которых используется более чем на 90%, а при кладке, выполняемой способом замораживания, для элементов, несущая способность которых используется более чем на 70%.

В рабочих чертежах зданий повышенной этажности (9 этажей и более), возводимых зимой на растворах с противоморозными химическими добавками необходимо указывать требуемые промежуточные прочности раствора на этажах для различных стадий готовности здания.

Применение только нитрита натрия в качестве противоморозной добавки к растворам допускается в следующих случаях:

при возведении конструкций в зданиях и сооружениях с повышенной влажностью или влажными условиями эксплуатации (бани, прачечные и т.п.), определяемыми в соответствии со СНиП по строительной теплотехнике, а также в помещениях с температурой воздуха выше 40 °С;

при возведении конструкций, расположенных в зоне переменного уровня воды и под водой, не имеющих гидроизоляции.

Не допускается непосредственный контакт растворов с добавками нитрита натрия, поташа, НКМ, ННХКМ с оцинкованными и алюминиевыми закладными деталями без предварительной защиты их антикоррозионными покрытиями. Также не допускается применять растворы с добавками поташа в стенах из силикатного кирпича марки ниже 100 и морозостойкостью ниже F25.

При проектировании каменных стен с облицовками из плит, устанавливаемых одновременно с кладкой в зимних условиях, необходимо учитывать различную деформативность облицовочного слоя и кладки стен и в проекте указывать мероприятия, исключающие возможность образования трещин и отслоений облицовки от основной кладки стен.

Участки кладки, выполняемой способом замораживания (столбы, простенки), в которых расчетом были выявлены перенапряжения в стадии оттаивания, необходимо усиливать на период оттаивания и последующего твердения кладки. Укрепление простенков обычно производится при помощи деревянных стоек, устанавливаемых в проемы и опирающихся на уложенные горизонтальные разгрузочные брусья, через клинья, которыми стойки поджимаются к перемычкам (рис. 8.1).

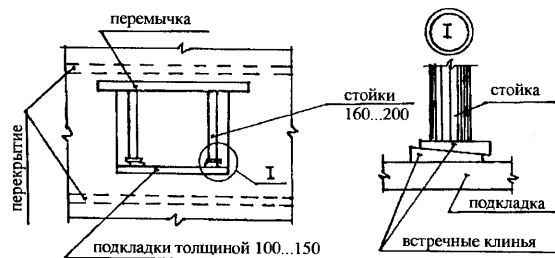


Рис. 8.1.

Определение расчетной несущей способности простенков из оттаявшей кладки, усиленных временными деревянными стойками, выполняется при центральном сжатии по формуле:

$$N_{yc} = \varphi \cdot (R \cdot A + k \cdot R_{cm} \cdot A_{cm}), \quad (8.1)$$

где N_{yc} - расчетная несущая способность простенка из оттаявшей кладки, усиленного деревянными стойками;

φ - коэффициент продольного изгиба простенка без учета усиления (влияние усиления на гибкость простенка не учитывается);

R - расчетное сопротивление зимней кладки, находящейся в стадии оттаивания;

A - площадь поперечного сечения простенка;

k - коэффициент совместности работы деревянных стоек с оттаявшей кладкой простенка, принимаемый равным 0,8;

R_{cm} - расчетное сопротивление древесины при смятии поперек волокон;

A_{cm} - площадь поперечного сечения древесины стоек в местах их опирания на клинья.

Достаточность усиления простенка в период оттаивания проверяется по условию $N < N_{yc}$, где N - расчетная нагрузка на простенок от вышележащих конструкций в период оттаивания.

В рабочих чертежах зданий или сооружений, каменные конструкции которых будут возводиться способом замораживания, дополнительно к мероприятиям, отраженным выше, необходимо указать предельные высоты стен, которые могут быть допущены в период оттаивания раствора, а также в необходимых случаях временные крепления конструкций, устанавливаемые до возведения вышележащих этажей, на период их оттаивания и твердения раствора кладки.

9. Техничко - экономическая оценка каменных конструкций на стадии проектирования

С развитием рыночных отношений при инвестиционном строительстве более актуальной становится необходимость принятия экономически обоснованных решений как на стадии разработки проектов зданий и сооружений, так и на этапе их возведения. В составе дипломных проектов выполняется ряд экономических расчетов, направленных на выбор эффективных проектных решений и их комплексную оценку. Экономические расчеты могут являться также составной частью курсовых проектов.

В настоящем разделе приводятся справочные материалы для оценки конструктивного решения и выбора наиболее рационального варианта по критерию минимума расчетной себестоимости здания (сооружения).

Все стоимостные показатели приведены для I территориального пояса (г. Москва) в ценах на январь 2000 г., которые определены с усредненным коэффициентом индексации $k=15,25$ к ценам 1984 г. [44].

Затраты на возведение конструкций гражданских зданий из кирпича и керамических камней рассчитывают на основании показателей, приведенных в табл. 9.1...9.4. Эти показатели являются комплексными и учитывают затраты на работы по возведению конструкции, включая затраты на изготовление и транспортирование (на расстояние 30 км) кирпича и железобетонных перемычек, кладку стен, оштукатуривание поверхностей и т.п., среднегодовое удорожание в связи с выполнением работ в зимнее время.

Показатели табл. 9.1. рассчитаны для условий возведения конструкций зданий высотой до 15 м. Для зданий другой высоты следует применять коэффициенты, приведенные в табл. 9.3.

При применении армированных конструкций необходимо дополнительно учитывать затраты на изготовление, транспортирование и укладку арматуры.

Порядок определения технико - экономических показателей возведения конструкций из кирпича и керамических камней (себестоимость и полная технологическая трудоемкость) аналогичен расчету этих показателей для монтажа сборных железобетонных конструкций жилых зданий [44].

Ориентировочно расчетная себестоимость конструкций из каменной кладки может быть определена по формуле:

$$C = 490 \cdot V_{ка}, руб., \quad (9.1)$$

где $V_{ка}$ - объем кладки, м³.

Таблица 9.1

Возведение конструкций жилых зданий из кирпича и керамических камней на 1 м² конструкции «брутто»

Конструкции и материал стен	Себестоимость С _к , руб.	Трудоемкость Т _{пвс} , чел.-ч.
1	2	3
Стены из глиняного кирпича		
Наружные толщиной, см		
38	192,15	4,689
51	251,62	5,970
64	306,52	7,242
Внутренние толщиной, см		
38	285,17	7,830
с каналами- 38,51	163,17	4,601
перегородки- 12	105,22	3,395
Стены из глиняного кирпича с облицовкой в процессе кладки		
Наружные толщиной, см		
38	217,31	5,406
51	260,77	6,390
64	309,57	7,428
Стены из керамических кладочных камней		
Наружные толщиной, см		
38	163,17	4,404
51	207,40	5,588
64	254,67	6,763
Внутренние толщиной, см		
38	244,00	7,412
Стены из керамических кладочных камней с облицовкой в процессе кладки		
Наружные толщиной, см		
38	176,90	5,158
51	216,55	6,186
64	262,30	7,177

Примечания: В показателях затрат учтен коэффициент проемности, равный для наружных стен 0,29, для внутренних- 0,1. При определении показателей затрат для стен, имеющих другую проемность, следует пользоваться формулой:

$$Z_2 = \frac{Z_1 \cdot (1 - K_{п2})}{(1 - K_{п1})}, \text{ где } K_{п1}, K_{п2} - \text{соответственно коэффициенты}$$

проемности; Z₁, Z₂- соответственно затраты на стены с проемностью, принятой в табл. 9.1 и проемностью по проекту.

В показателях учтены затраты на транспортирование кирпича, керамических камней и железобетонных перемычек на расстояние 30 км. При перевозке на 15, 50 или 100 км в показатели таблицы необходимо ввести коррективы в соответствии с данными табл. 9.2.

Таблица 9.2

Поправки к показателям затрат на возведение стен из кирпича и керамических камней, учитывающие расстояние транспортировки материалов

Конструкции и материал стен	Расстояние перевозки, км	Себестоимость, руб	Трудоемкость, чел.-ч.
1	2	3	4
Стены из глиняного кирпича			
Наружные толщиной, см			
38	15, 50, 100	-2,90, +5,65, +9,15	-3,05, +4,58, +7,32
51	15, 50, 100	-2,90, +7,63, +12,20	-3,90, +6,10, +9,76
64	15, 50, 100	-3,82, +9,46, +15,25	-5,34, +7,63, +12,20
Внутренние толщиной, см			
сплошные 38	15, 50, 100	-3,82, +7,63, +12,20	-4,58, +6,87, +10,98
с вент. каналами 51	15, 50, 100	-1,99, +5,65, +9,15	-3,05, +4,58, +7,32
перегородки толщиной 12	15, 50, 100	-1,99, +5,65, +9,15	-3,05, +4,58, +7,32
12	15, 50, 100	-1,99, +3,82, +6,10	-2,30, +2,30, +3,66
Стены из глиняного кирпича с облицовкой в процессе кладки			
Наружные толщиной, см			
38	15, 50, 100	-1,99, +5,65, +9,15	-3,05, +4,58, +7,32
51	15, 50, 100	-3,09, +7,63, +12,20	-3,82, +5,34, +8,54
64	15, 50, 100	-3,82, +9,46, +15,25	-4,58, +6,87, +10,98
Стены из керамических кладочных камней			
Наружные толщиной, см			
38	15, 50, 100	-1,99, +3,82, +6,10	-2,30, +4,58, +7,32
51	15, 50, 100	-1,99, +5,65, +9,15	-3,05, +4,58, +7,32
64	15, 50, 100	-3,09, +5,65, +9,15	-3,82, +5,34, +8,54
Внутренние толщиной 38 см	15, 50, 100	-3,09, +5,65, +9,15	-3,05, +4,58, +7,32
Стены из керамических кладочных камней с облицовкой в процессе кладки			
Наружные толщиной, см			
38	15, 50, 100	-1,99, +4,73, +7,63	-3,05, +3,82, +6,10
51	15, 50, 100	-3,09, +5,65, +9,15	-3,05, +4,58, +7,32
64	15, 50, 100	-3,09, +7,63, +12,20	-3,82, +5,34, +8,54

Примечания: 1) Со знаком (+) добавляется к показателям табл. 9.1, со знаком (-) исключается из показателей табл. 9.1.

2) При определении затрат для стен, проемы в которых отличаются от принятых в табл. 9.1, следует руководствоваться примеч. 1 к той же таблице.

Таблица 9.3

Коэффициент изменения затрат на возведение кирпичных конструкций надземной части зданий в зависимости от их высоты

Высота возводимого здания, м	Коэффициент	
	к себестоимости возведения	к затратам труда
15	1,00	1,00
27	1,00	1,00
30	1,01	1,02
36	1,02	1,04
42	1,03	1,06
48	1,04	1,09
54	1,06	1,12
60	1,07	1,15
72	1,09	1,19
75	1,10	1,21
78	1,11	1,24
90	1,12	1,29
96	1,13	1,31
102	1,15	1,34

Таблица 9.4

Коэффициент изменения затрат на возведение конструкций жилых зданий из кирпича и керамических камней в зависимости от мощности предприятия-изготовителя

Годовая мощность предприятия, млн. шт.	Коэффициент	
	к себестоимости $K_{см}$	к полной трудоемкости $K_{тм}$
До 15	1,19	1,16
15-30	1,13	1,09
30-45	1,00	1,00
Свыше 45	0,95	0,99

Таблица 9.5.

Трудоемкость, затраты машинного времени и сметная стоимость возведения каменных конструкций и отдельных видов смежных конструкций (в ценах на начало 2000 г. с коэффициентом 15,25 к ценам 1984 г.)

Наименование процессов и затрат	Единица измерения	Затраты		Сметная стоимость, р.
		труда чел.-дн.	машин маш.-см.	
1	2	3	4	5
Свайные работы				
Забивка ж/б свай длиной 6 м со стоимостью	шт	1,09	0,55	1080,00
То же, длиной до 12 м со стоимостью	шт	2,1	1,05	2343,30

Продолжение таблицы 9.5

1	2	3	4	5
Срубка голов свай	шт	0,073	0,036	72,10
Установка опалубки ростверков	м ²	0,46	0,09	462,00
Установка арматурных каркасов со стоимостью	т	4,2	0,4	4477,50
Бетонирование ростверков	м ³	0,64	0,069	636,60
Фундаменты монолитные				
Щебеночная подготовка под фундаменты	м ²	0,09	-	67,00
То же, бетонная подготовка В 3,5	м ³	0,56	-	505,70
Монтаж и демонтаж опалубки фундаментной плиты	м ²	0,29	0,03	235,60
Установка арматурных сеток и каркасов	т	3,8	0,4	3318,00
Бетонирование фундаментной плиты	м ³	0,54	0,05	487,40
Устройство монолитных бетонных фундаментов	м ³	0,57	-	444,60
Устройство столбчатых ж/б фундаментов	м ³	0,68	-	576,70
Устройство монолитных ж/б фундаментов	м ³	0,71	-	602,10
Монтаж и демонтаж мелкощитовой опалубки для бетонирования стен подвалов	м ³	0,16	0,02	118,80
Фундаменты и стены подвала сборные				
Песчаная подготовка под фундаменты	м ³	0,22	-	119,90
Бетонная подготовка под столбчатые фундаменты	м ³	0,58	-	530,00
Бетонное основание под ленточные фундаменты	м ³	0,60	-	511,70
Укладка фундаментных подушек на бетонное основание	м ³	0,80	0,20	73,10
Стоимость фундаментных подушек	м ³	-	-	755,40
Укладка блоков и плит ленточных фундаментов при массе до 1,5 т	шт	0,8	0,20	26,40
То же, при массе более 1,5 т	шт	1,4	0,35	38,60
Стоимость плит ленточного фундамента (в среднем)	м ³	-	-	781,80
Монтаж блоков стен подвала массой до 1 т	шт	0,6	0,15	20,30
То же, массой более 1 т	шт	1	0,25	34,60
Стоимость блоков стен подвала (в среднем)	шт	-	-	588,90
Монтаж фундаментов стаканного типа со стоимостью элементов	м ³	1,07	0,27	1012,25
Монтаж фундаментных балок	м ³	1,06	0,26	198,00
То же, монтаж фундаментных балок	шт	0,68	0,17	98,50

Окончание таблицы 9.5

1	2	3	4	5
Стоимость фундаментных балок	м ³	-	-	929,00
Кладка стен и перегородок				
Кладка стен с облицовкой лицевым кирпичом толщиной 51 см	м ³	0,62	-	557,40
То же, наружных стен толщиной 64 см	м ³	0,56	-	500,00
Кладка внутренних стен толщиной 51 см	м ³	0,49	-	428,00
То же, перегородок толщиной 25 см	м ²	0,27	-	241,00
Армирование кладки стен	т	6,80	-	2419,00
Стоимость арматуры	т	-	-	3089,00
Монтаж металлических перемычек (со стоимостью)	т	2,00	0,4	3592,00
Перегородки				
Установка щитовых перегородок	м ²	0,076	-	58,00
Перегородки из стеклопрофилита	м ²	0,045	-	46,70

Таблица 9.6

Цена на теплоизоляционные материалы, применяемые для изготовления конструкций слоистых панелей наружных стен и для каменных стен зданий

Материалы	Цена Ц _н , руб. м ³	Коэффициент потерь, η _к
1	2	3
Плиты минераловатные на синтетическом связующем, жесткие (ГОСТ 9573-96)	312,60	1,10
Плиты минераловатные на битумном связующем (ГОСТ 10140-80)		
M200	637,50	1,10
M250	587,10	1,10
Плиты минераловатные повышенной жесткости на синтетическом связующем М 200 (ГОСТ 22950-95)	1114,80	1,10
Плиты жесткие из стекловолокна на синтетическом связующем без гидрофобизации:		
ПСЖ-175	587,10	1,10
ПСЖ-200	905,85	1,10
То же, с гидрофобизацией:		
ПСЖ-175	646,60	1,10
ПСЖ-200	995,80	1,10
Плиты теплоизоляционные из пенопласта на основе резольных фенолформальдегидных смол (ГОСТ 20916-87):		
M50	838,75	1,08
M75	1090,40	1,08
Плиты теплоизоляционные из пенопласта полистирольного (ГОСТ 15588-86):		
ПСБ-25 ... ПСБ-40	548,00	1,08
ПСБС-25 ... ПСБС-40	620,70	1,08
Плиты теплоизоляционные ячеистобетонные автоклавного твердения:		
M350	210,45	1,15
M400	201,30	1,15
Плиты фибролитовые M300 толщиной 50 - 100 мм	347,20	1,05
То же, M400 толщиной 30 ... 100 мм	452,60	1,05

10. Примеры расчета каменных и армокаменных конструкций

10.1. Неармированная кладка

Пример 1. Централно сжатый элемент.

Столб сечением $0,51 \times 0,51$ м² воспринимает нагрузку с грузовой площади покрытия $6,75 \times 5,8 = 39,15$ м². Здание относится к II (нормальному) уровню ответственности - $\gamma_n = 0,95$.

Значение нормативных нагрузок:

Снеговая - $1,0$ кН/м² (III снеговой район);

от собственного веса покрытия (изоляционный ковер, асфальтовая стяжка, слой теплоизоляции, сборные железобетонные плиты) - $4,5$ кН/м².

Кладка столба выполняется из обыкновенного полнотелого глиняного кирпича пластического прессования [8] марки 75 на цементно - известковом растворе марки 25. Расчетное сопротивление кладки $R = 1,1$ МПа.

Покрытие и перекрытия в здании из сборных железобетонных плит. Высота этажа $4,2$ м, расчетная длина столба $l_0 = 0,9 \times 4,2 = 3,78$ м. Проверить прочность столба (рис. 10.1).

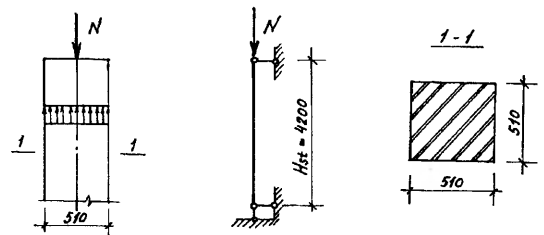


Рис. 10.1.

Решение. Расчетное усилие в нижнем сечении столба равно $N = [39,15 \cdot (1,0 \cdot 1,4 + 4,5 \cdot 1,15) + 0,51^2 \cdot 4,2 \cdot 18 \cdot 1,1] \cdot 0,95 = 288,0$ кН, где 1,4 и 1,15 - коэффициенты надежности по нагрузке для снеговой нагрузки и усредненный для собственного веса покрытия.

Несущую способность столба определяем по формуле (4.1), где $A = 51 \cdot 51 = 2601$ см²; так как $h = 51$ см > 30 см, то $m_g = 1,0$; по табл. 3.19 $\alpha = 1000$; $\lambda_n = 3,78 / 0,51 = 7,41$; по табл. 3.23 $\varphi = 0,93$; $A = 0,2601$ м² $< 0,3$ м² - расчетное сопротивление кладки умножаем на коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,8$ (раздел 3.3).

$N_{сеч} = 1 \cdot 0,93 \cdot 0,8 \cdot 1,1 \cdot (100) \cdot 2601 = 212865$ Н $\approx 212,8$ кН $< N = 288,0$ кН - несущая способность столба не обеспечена.

Принимаем для кладки марку кирпича 100, а марку раствора 50; R=1,5 МПа. Тогда $N_{сеч}=290,3 \text{ кН} > N=288,0 \text{ кН}$ - прочность столба обеспечена.

Пример 2. Внецентренно сжатый элемент.

Проверить несущую способность простенка первого этажа здания с жесткой конструктивной схемой. Сечение простенка прямоугольное с размерами $h \times b = 51 \cdot 181 \text{ см}$. Кладка стены выполнена из полнотелого силикатного кирпича марка 150 на цементно-известковом растворе марки 75. Расчетное сопротивление кладки R=2,0 МПа. Расчетное продольное усилие в уровне верха оконного проема $N=1427,0 \text{ кН}$ (с учетом $\gamma_n=0,95$). Высота этажа $H_{эт}=3,3 \text{ м}$; уровень верха оконного проема от перекрытия над подвалом 2,7 м (рис. 10.2). На простенок опирается сборный железобетонный ригель, заделанный на глубину $a=25 \text{ см}$; опорная реакция ригеля $P=182,0 \text{ кН}$.

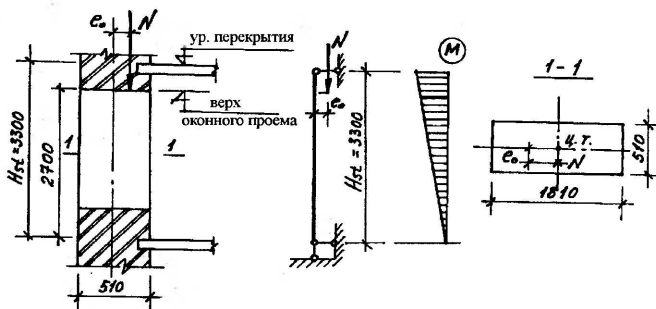


Рис. 10.2.

Решение. Эксцентриситет опорной реакции ригеля равен

$$e = h/2 - a/3 = 0,51/2 - 0,25/3 = 0,172 \text{ м.}$$

Изгибающий момент в сечении простенка на уровне верха оконного проема равен $M=P \cdot e = 182,0 \cdot 0,172 = 25,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Несущую способность сечения простенка определяем по формуле (4.5).

Эксцентриситет расчетного продольного усилия равен

$$e_0 = M/N = 25,6/1427,0 = 0,018 \text{ м} < 0,7y = 0,7 \cdot h/2 = 0,7 \cdot 0,51/2 = 0,178 \text{ м}$$

- расчет по раскрытию трещин в швах кладки не требуется (y - расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета).

$A = 51 \cdot 181 = 9231 \text{ см}^2 = 0,9231 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2$ - расчетное сопротивление кладки не снижается.

$$A_c = A \cdot (1 - 2 \cdot e_0/h) = 9231 \cdot (1 - 2 \cdot 0,018/0,51) = 8579 \text{ см}^2;$$

$$h_c = h - 2 \cdot e_0 = 51 - 2 \cdot 1,8 = 47,4 \text{ см}; \alpha = 750 \text{ (табл. 3.19);}$$

$$l_0 = 3,3 - 0,9 = 2,4 \text{ м}; \lambda_0/h = 2,4/0,51 = 4,7; \varphi = 0,95 \text{ (табл. 3.23);}$$

$$\lambda_{hc} = H_{ст}/h_c = 3,3/0,474 = 7,0; \varphi_c = 0,925;$$

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2 = (0,95 + 0,925)/2 = 0,937;$$

$$m_E = 1,0 \text{ при } h = 51 \text{ см} > 30 \text{ см}; \omega = 1 + e_0/h = 1 + 0,018/0,51 = 1,035 <$$

1,45.

$$N_{сеч} = 1,0 \cdot 0,937 \cdot 2,0 \cdot (100) \cdot 8579 \cdot 1,035 = 1663974 \text{ Н} = 1664,0 \text{ кН} > N = 1427,0 \text{ кН}$$

- несущая способность простенка достаточна.

Пример 3. Внецентренно сжатый элемент (расчет на прочность и на раскрытие трещин).

Определить несущую способность простенка, сечение которого показано на рис. 10.3, при действии продольной сжимающей силы на расстоянии от грани сечения: 1) $e = 35,0 \text{ см}$; 2) $e = 25,0 \text{ см}$; 3) $e = 15,0 \text{ см}$ (эксцентриситет в сторону ребра).

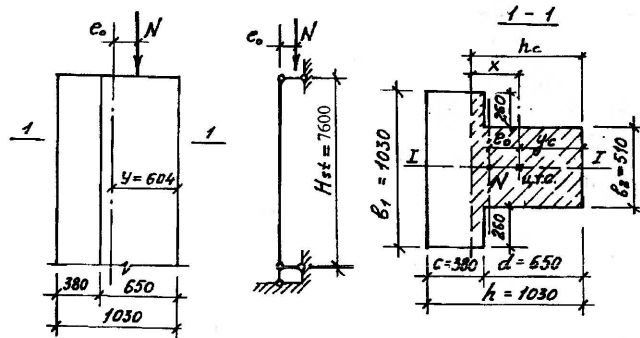


Рис. 10.3.

Кладка простенка выполняется из силикатного полнотелого кирпича марки 100 [9] на цементном растворе марки 25. Расчетное сопротивление кладки R=1,3 \cdot 0,85=1,105 МПа, где 0,85- коэффициент, учитывающий отсутствие добавок в растворе извести или глины (примеч. к табл. 3.6). Расчетная высота простенка (при продольном изгибе в направлении I-I) $l_0=H=7,6 \text{ м}$. Уровень ответственности здания II (нормальный) - $\gamma_n=0,95$.

Подготовительные расчетные данные.

$A = 51 \cdot 103 + 2 \cdot 26 \cdot 38 = 5253 + 1976 = 7229 \text{ см}^2$. Расстояние центра тяжести сечения от середины его высоты $1976 \cdot 32,5/7229 = 8,9 \text{ см}$; момент инерции сечения $I = 5253 \cdot (103^2/12 + 8,9^2) + 1976 \cdot (38^2/12 + 23,6^2) = 639,8 \cdot 10^4 \text{ см}^4$;

радиус инерции сечения $i = \sqrt{I/A} = \sqrt{639,8 \cdot 10^4 / 7229} = 29,75 \text{ см}$;

расстояние от центра тяжести сечения до его края в сторону эксцентриситета $y = 8,9 + 103,0/2 = 60,4 \text{ см}$. По табл. 3.19 $\alpha = 750$. Гибкость простенка

$\lambda_i = l_0 / i = 760 / 29,75 = 25,5$; коэффициент продольного изгиба для всего сечения по табл. 3.23 $\varphi = 0,918$.

Решение при $e = 35,0$ см. $e_0 = 60,4 - 35,0 = 25,4$ см $< 0,7 \cdot y = 0,7 \cdot 60,4 = 42,3$ см - расчет на раскрытие трещин в швах кладки не выполняется.

Несущая способность (прочность) простенка $N_{сев} = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega$; $m_g = 1,0$ при $i = 29,75$ см $> 8,7$ см.

Так как $e = 35,0$ см $> d/2 = 65,0/2 = 32,5$ см, то сжатая зона A_c имеет тавровую форму.

Расстояние границы этой площади от линии действия продольной силы определяем по формуле (4.7)

$$x = \sqrt{\frac{b_2 \cdot d}{b_1} \cdot (2 \cdot e - d) + (e - d)^2}, \text{ где } b_1 = 103,0 \text{ см; } b_2 = 51,0 \text{ см;}$$

$d = 65,0$ см; $e = 35,0$ см;

$$x = \sqrt{\frac{51,0 \cdot 60,4}{103,0} \cdot (2 \cdot 35,0 - 65,0) + (35,0 - 65,0)^2} = 32,4 \text{ см.}$$

Высота сжатой части сечения $h_c = e + x = 35,0 + 32,4 = 67,4$ см. Площадь сжатой части сечения $A_c = 51,0 \cdot 67,4 + 2 \cdot 2,4 \cdot 26 \cdot 2 = 3562,2$ см².

Определяем момент инерции сжатой части сечения относительно его центра тяжести

$$S_c = 51 \cdot 67,4 \cdot 33,7 + 2 \cdot 2,4 \cdot 26 \cdot 66,2 = 124445,8 \text{ см}^3;$$

$$y_c = S_c / A_c = 124445,8 / 3562,2 = 34,93 \text{ см;}$$

$$I_c = \frac{51 \cdot 67,4^3}{12} + 51 \cdot 67,4 \cdot 1,235^2 + 2 \cdot \left(\frac{26 \cdot 2,4^3}{12} + 26 \cdot 2,4 \cdot 31,27^2 \right) = 1423364,5 \text{ см}^4.$$

$$\text{Радиус инерции сжатой части сечения } i = \sqrt{\frac{1423364,5}{3562,2}} = 20,0 \text{ см.}$$

Гибкость сжатой части сечения простенка $\lambda_{ic} = 760 / 20,0 = 38,0$; $\varphi_c = 0,818$;

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2 = (0,918 + 0,818) / 2 = 0,868.$$

$\omega = 1 + e_0 / 2 \cdot y = 1 + 25,4 / 2 \cdot 60,4 = 1,21 < 1,45$ ($2 \cdot y = 2 \cdot 60,4 = 120,8$ см $> h = 103,0$ см).

$$N_{сев} = 1 \cdot 0,868 \cdot 1,105 \cdot (100) \cdot 3562,2 \cdot 1,21 = 413414,5 \text{ Н} \approx 413,4 \text{ кН.}$$

С учетом $\gamma_n = 0,95$ допустимая расчетная нагрузка на простенок $N = 435,1$ кН.

Решение при $e = 25,0$ см. $e_0 = 60,4 - 25,0 = 35,4$ см $< 0,7 \cdot y = 0,7 \cdot 60,4 = 42,3$ см - расчет на раскрытие трещин в швах кладки не требуется. Так как $e = 25,0$ см $< d/2 = 65,0/2 = 32,5$ см, сжатая зона A_c имеет прямоугольную форму и равна $A_c = 2 \cdot e \cdot b_2 = 2 \cdot 25,0 \cdot 51,0 = 2550,0$ см², а ее высота $h_c = 2 \cdot e = 2 \cdot 25,0 = 50,0$ см. Гибкость сжатой части сечения $\lambda_{hc} = H / h_c = 760 / 50 = 15,2$; $\varphi_c = 0,700$; $\varphi_1 = (0,918 + 0,700) / 2 = 0,809$; $\omega = 1 + 35,4 / 2 \cdot 60,4 = 1,293 < 1,45$.

$$N_{сев} = 1 \cdot 0,809 \cdot 1,105 \cdot (100) \cdot 2550 \cdot 1,293 = 294747,0 \text{ Н} \approx 294,75 \text{ кН.}$$

С учетом $\gamma_n = 0,95$ допустимая расчетная нагрузка на простенок $N = 310,2$ кН.

Решение при $e = 15,0$ см. $e_0 = 60,4 - 15,0 = 45,4$ см $> 0,7 \cdot y = 0,7 \cdot 60,4 = 42,3$ см - кроме расчета на прочность, требуется выполнить расчет на раскрытие трещин в швах кладки; $e = 15,0$ см $< d/2 = 32,5$ см - сжатая зона сечения прямоугольная с площадью $A_c = 2 \cdot 15,0 \cdot 51,0 = 1530,0$ см²; $h_c = 2 \cdot 15,0 = 30,0$ см; $\lambda_{hc} = 760 / 30 = 25,3$; $\varphi_c = 0,464$; $\varphi_1 = (0,918 + 0,464) / 2 = 0,691$; $\omega = 1 + 45,4 / 2 \cdot 60,4 = 1,375 < 1,45$.

$$N_{сев} = 1 \cdot 0,691 \cdot 1,105 \cdot (100) \cdot 1530 \cdot 1,375 = 160632,9 \text{ Н} \approx 160,6 \text{ кН.}$$

С учетом $\gamma_n = 0,95$ допустимое расчетное усилие на простенок из условия обеспечения его прочности $N = 169,0$ кН

Определение $N_{сев}$ по раскрытию трещин в растянутой зоне сечения производим по формуле (4.20)

$$N = \frac{\gamma_r \cdot R_{tb} \cdot A}{A \cdot (h - y) \cdot e_0 - I}$$

Согласно табл. 4.5 при предполагаемом сроке службы конструкции 50 лет $\gamma_r = 2,0$; по табл. 3.14 $R_{tb} = 0,08$ МПа, тогда

$$N = \frac{2 \cdot 0,08 \cdot (100) \cdot 7229}{7229 \cdot (103 - 60,4) \cdot 45,4 - 1423364,5} = 97606 \text{ Н} = 97,6 \text{ кН.}$$

Таким образом, предельная нагрузка на простенок определяется в рассматриваемом случае расчетом по раскрытию трещин в растянутой зоне сечения, а не расчетом по несущей способности.

Пример 4. Внецентренно сжатый элемент.

К тавровому сечению простенка приложена продольная сила с эксцентриситетом $e_0 = 20,4$ см в сторону полки ($N = 442,3$ кН, $M = 90,2$ кН·м). Размеры простенка и все остальные данные см. на рис. 10.4 и в примере 3.

Определить расчетную несущую способность $N_{сев}$.

Следующие величины, не зависящие от эксцентриситета, вычисленные в примере 3, остаются без изменений:

$z_0 = h - y = 103,0 - 60,4 = 42,6$ см - расстояние от центра тяжести сечения до его края в сторону эксцентриситета; $\alpha = 750$; $l_0 = 7,60$ м; $m_g = 1,0$; $\varphi = 0,918$; $R = 1,105$ МПа; $A = 7229$ см²; $I = 639,8 \cdot 10^4$ см⁴.

Нормальная сила приложена от наружного края полки на расстоянии $e = z_0 - e_0 = 42,6 - 20,4 = 22,2$ см.

Определяем площадь сжатой части сечения. Для определения размеров этой площади используем формулу (4.6)

$$x = \sqrt{\frac{b_1 \cdot c}{b_2} \cdot (2 \cdot e - c) + (e - c)^2} - \text{расстояние от точки приложения}$$

силы до границы расчетной сжатой зоны; $b_1 = 103,0$ см; $b_2 = 51,0$ см; $c = 38,0$ см; $e = 22,2$ см;

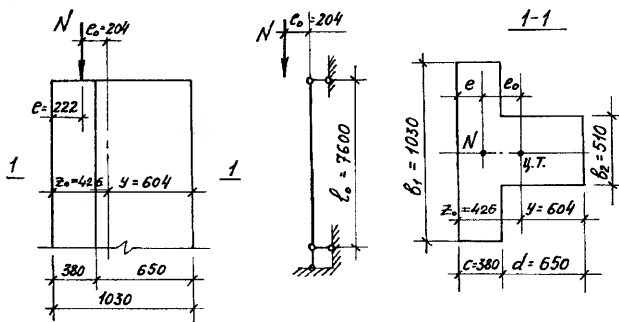


Рис. 10.4.

$$x = \sqrt{\frac{103 \cdot 38}{51} \cdot (2 \cdot 22,2 - 38) + (22,2 - 38)^2} = 27,2 \text{ см} - \text{граница}$$

сжатой зоны проходит в ребре (при $e \leq c/2$ в сжатую часть будет входить только часть полки, симметричная относительно точки приложения силы N и $x=e$).

Площадь сжатой части сечения

$$A_c = 103 \cdot 38 + 11,4 \cdot 51 = 4495,4 \text{ см}^2.$$

Определяем момент инерции сжатой зоны сечения относительно его центра тяжести

$$S_c = 103 \cdot 38 \cdot 19 + 11,4 \cdot 51 \cdot 43,7 = 99773,2 \text{ см}^3;$$

$$y_c = S_c / A_c = 99773,2 / 4495,4 = 22,2 \text{ см};$$

$$I_c = \left(\frac{103 \cdot 38^3}{12} + 103 \cdot 38 \cdot 3 \cdot 2^2 + \frac{51 \cdot 11,4^3}{12} + 51 \cdot 11,4 \cdot 21,5^2 \right) = 78,61 \cdot 10^4 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции сжатой части сечения равен

$$i = \sqrt{I_c / A_c} = \sqrt{78,61 \cdot 10^4 / 4495,4} = 13,2 \text{ см}.$$

Коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения при гибкости $\lambda_c = l_0 / i = 760 / 13,2 = 57,6$ равен $\varphi_c = 0,668$; $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2 = (0,918 + 0,668) / 2 = 0,793$.

Так как $2 \cdot y = 2 \cdot 60,4 = 120,8 \text{ см} > h = 103,0 \text{ см}$, то коэффициент ω равен $\omega = 1 + e_0 / 2 \cdot y = 1 + 20,4 / 120,8 = 1,169 < 1,45$.

Расчетная несущая способность сечения по формуле (4.5) равна $N_{сеч} = 1 \cdot 0,793 \cdot 1,105 \cdot (100) \cdot 4495,4 \cdot 1,169 = 460488 \text{ Н} \approx 460,5 \text{ кН} > N = 442,3 \text{ кН}$ - простенок удовлетворяет требованиям прочности.

Относительный эксцентриситет $e_0 / y = 20,4 / 60,4 = 0,34 < 0,7$ - расчет по раскрытию трещин не производится.

Пример 5. Косо-внецентренно сжатый элемент.

Проверить несущую способность сечения столба, нагруженного по рис. 10.5. Кладка столба из полнотелого обыкновенного глиняного кирпича пластического прессования марки 100 [8] на цементно-известковом растворе марки 25. Расчетная высота столба $l_0 = H = 4,2$ м; упругая характеристика кладки $\alpha = 1000$. На столб действует продольная сила $N = 280$ кН и изгибающие моменты по направлениям h и b $M_h = 70$ кН·м и $M_b = 33,6$ кН·м; $e_{0h} = M_h / N = 70,0 / 280 = 0,25$ м, $e_{0b} = M_b / N = 33,6 / 280 = 0,12$ м.

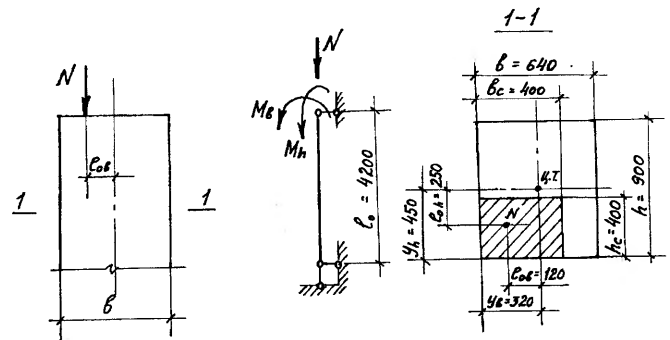


Рис. 10.5.

Решение. Прочность столба определяется по формуле (4.5), где $A = 64 \cdot 90 = 5760 \text{ см}^2 = 0,576 \text{ м}^2 > 0,3 \text{ м}^2$; $R = 1,3 \text{ МПа}$.

Определяем размеры сжатой части сечения (ее центр тяжести совпадает с точкой приложения N и две стороны ограничены контуром сечения элемента) $b_c = 40,0$ см; $h_c = 40,0$ см; $A_c = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ см}^2$.

Величины ω , φ_1 и m_φ определяем для двух случаев:

а) при высоте сечения h (или i_h) и эксцентриситете e_h ;

б) при высоте сечения b (или i_b) и эксцентриситете e_b .

Расчет для случая а)

$$\lambda_{1h} = l_0 / h = 4,2 / 0,9 = 4,66; \varphi = 0,986; \lambda_{1c} = l_0 / h_c = 4,2 / 0,4 = 10,5; \varphi_c = 0,870;$$

$$\varphi_1 = (0,986 + 0,870) / 2 = 0,928; \text{ при } h = 90 \text{ см} > 30 \text{ см}; m_\varphi = 1,0;$$

$$\omega = 1 + e_{0h}/h = 1 + 25/90 = 1,278 < 1,45.$$

$$N_{сеч\ h} = 1 \cdot 0,928 \cdot 1,3 \cdot (100) \cdot 1600 \cdot 1,278 = 246684 \text{ Н} \approx 246,7 \text{ кН.}$$

Расчет для случая б)

$$\lambda_b = l_0/b = 4,2/0,64 = 6,56; \varphi = 0,949; \lambda_{тк} = l_0/b_c = 4,2/0,4 = 10,5; \varphi_c = 0,870;$$

$$\varphi_1 = 0,909; b = 64 \text{ см} > 30 \text{ см}; m_g = 1,0;$$

$$\omega = 1 + e_{0b}/b = 1 + 12/64 = 1,187 < 1,45.$$

$$N_{сеч\ b} = 1 \cdot 0,909 \cdot 1,3 \cdot (100) \cdot 1600 \cdot 1,187 = 224428 \text{ Н} \approx 224,4 \text{ кН.}$$

За расчетную несущую способность принимается меньшая из двух полученных величин, т.е. $N_{сеч} = N_{сеч\ b} = 224,4 \text{ кН}$, которая меньше $N = 280,0 \text{ кН}$ - несущая способность столба не обеспечена.

Увеличиваем марку раствора для кладки, принимая ее равной М75; $R = 1,7 \text{ МПа}$, тогда

$N_{сеч\ h} = 322,6 \text{ кН}$, а $N_{сеч\ b} = 293,5 \text{ кН}$, что больше $N = 280,0 \text{ кН}$ - прочность столба обеспечена.

10.2. Кладка с поперечной сетчатой арматурой

Пример 6. Центральнo сжатый элемент.

Определить расчетную несущую способность и необходимое сетчатое армирование кирпичного столба с размерами поперечного сечения 51 x 51 см и расчетной высотой 3,0 м. Расчетная продольная сила $N = 710,0 \text{ кН}$ (рис. 10.6). Кладка столба выполняется из силикатного рядового кирпича толщиной 65 мм марки 150 на цементно-известковом растворе марки 100. Армирование столба принимается ортогональными сетками из холоднотянутой проволоки класса В_p-I.

Решение. $A = 51 \cdot 51 = 2601 \text{ см}^2 = 0,2601 \text{ м}^2 < 0,3 \text{ м}^2$; $R = 0,8 \cdot 2,2 = 1,76 \text{ МПа}$; упругая характеристика кладки $\alpha = 750$; коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,953$ при $\lambda_{т1} = 5,88$.

Расчетную несущую способность $N_{сеч}$ для столба из неармированной кладки определяем по формуле (4.1), где $m_g = 1$ при $h = 51 \text{ см} > 30 \text{ см}$.

$$N_{сеч} = 1 \cdot 0,953 \cdot 1,76 \cdot (100) \cdot 2601 = 436260 \text{ Н} \approx 436,3 \text{ кН} < N = 710,0 \text{ кН.}$$

Расчетная несущая способность столба $N_{сеч}$ оказалась в 1,63 раза меньше расчетной продольной силы N , следовательно, необходимо усиление кладки сетчатым армированием.

Определяем необходимое $R_{sk} = 1,76 \cdot 1,63 = 2,87 \text{ МПа} < 2 \cdot R = 3,52 \text{ МПа}$.

Принимаем арматуру класса В_p-I диаметром 4 мм. Расчетное сопротивление $R_s = 245 \text{ МПа}$ (табл. 3.16). Процент сетчатого армирования определяем из формулы (5.2)

$$\mu = \frac{2,87 - 1,76}{2 \cdot 245} \cdot 100 = 0,225\% > 0,1\%;$$

$$\text{принимаем } \mu = 0,25\% < 50 \frac{R}{R_s} = 50 \cdot \frac{1,76}{245} = 0,357\%.$$

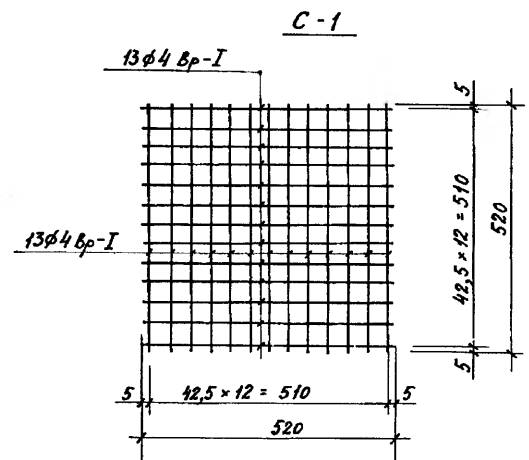
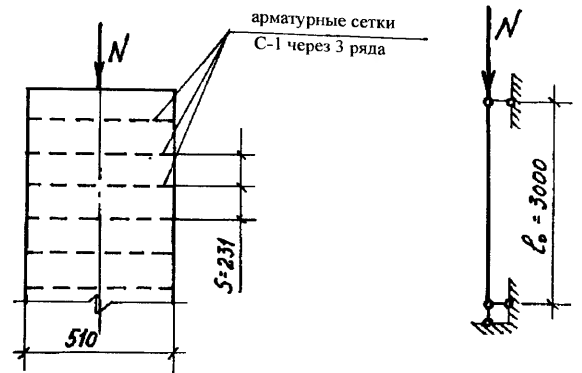


Рис. 10.6.

$$\text{Уточняем } R_{sk} = 1,76 + \frac{2 \cdot 0,25 \cdot 245}{100} = 2,99 \text{ МПа.}$$

По формуле (3.10) определяем

$$R_{sku} = 2 \cdot 1,76 + \frac{2 \cdot 295 \cdot 0,25}{100} = 4,99 \text{ МПа, где } R_{su} = 295 \text{ МПа}$$

(табл. 3.16).

По формуле (3.8) определяем

$$\alpha_{sk} = \alpha \cdot \frac{R_u}{R_{sku}} = 750 \cdot \frac{2 \cdot 1,76}{4,99} = 529; \lambda_{т1} = 5,88; \varphi = 0,919.$$

Проверяем расчетную несущую способность столба по формуле

(5.1)

$$N_{сст} = 1 \cdot 0,919 \cdot 2,99 \cdot (100) \cdot 2601 = 714705 \text{ Н} \approx 714,7 \text{ кН} > N = 710,0 \text{ кН.}$$

Следовательно, расчетная несущая способность столба, армированного сетчатой арматурой, при $\mu = 0,25\%$ достаточна.

Арматура в виде сварных сеток из проволоки $\varnothing 4$ мм укладывается через три ряда; $s = 3 \cdot 7,7 = 23,1$ см; $A_{st} = 0,126 \text{ м}^2$. Согласно (5.5) $\mu = A_{st} \cdot (c + c_1) \cdot 100 / c \cdot c_1 \cdot s$ или при $c = c_1$ $\mu = 2 \cdot A_{st} \cdot c \cdot 100 / c^2 \cdot s$; отсюда $c = A_{st} \cdot 100 / \mu \cdot s = 2 \cdot 0,126 \cdot 100 / 0,25 \cdot 23,1 = 4,36$ см. Укладываем по 13 $\varnothing 4$ В_p-I в каждом направлении; тогда $c = 51/12 = 4,25$ см < 4,36 см.

Пример 7. Внецентренно сжатый элемент.

Определить несущую способность столба сечением 38x77 см в стадии возведения при действии продольной силы на расстоянии 30 см от края (рис. 10.7). Кладка столба выполнена из керамического кирпича пластического прессования марки 100 с маркой раствора на момент оценки несущей способности 25. Армирование столба выполнено сетками «Зигзаг» из стали класса А-I через каждые три ряда. Сетки состоят из 13 $\varnothing 6$ и 7 $\varnothing 6$. Расчетная высота столба $l_0 = 4,2$ м.

Решение. В плоскости оси y столб подвергается внецентренному, а в плоскости оси x – центральному сжатию.

Расчет в плоскости оси y .

$e_0 = 77/2 - 30 = 8,5$ см < $0,17 \cdot h = 0,17 \cdot 77 = 13,1$ см (сила N в пределах ядра сечения). Расстояние между осями стержней: $c_1 = 77/13 = 5,92$ см; $c_2 = 38/7 = 5,43$ см ($30 \leq c \leq 120$ мм); $s = 7,7 \cdot 3 = 23,1$ см.

$A_{st} = 0,283 \text{ м}^2$; согласно (5.5) процент армирования $\mu = [0,283 \cdot (5,92 + 5,43) \cdot 100] / (5,92 \cdot 5,43 \cdot 23,1) = 0,432\%$ ($0,1\% \leq \mu \leq 1,0\%$); при $h = 77$ см > 30 см $m_g = 1,0$.

Несущую способность для прямоугольного сечения определяем по формуле (5.7), где $A = 0,38 \cdot 0,77 = 0,292 \text{ м}^2$ < $0,3 \text{ м}^2$; $R = 1,3 \cdot 0,8 = 1,04 \text{ МПа}$; $R_{s0} = 1,5 \cdot 0,8 = 1,2 \text{ МПа}$; $R_s = (1,04/1,2) \cdot 170 = 147 \text{ МПа}$; $y = 38,5$ см; $R_{sku} = [1,04 + (2 \cdot 0,432 \cdot 147 / 100) \cdot (1 - 2 \cdot 8,5/38,5)] = 1,75 \text{ МПа} < 2 \cdot R = 2 \cdot 1,04 = 2,08 \text{ МПа}$;

$$A_c = 2920 \cdot (1 - 2 \cdot 8,5/77) = 2275 \text{ см}^2; h_c = 77 - 2 \cdot 8,5 = 60 \text{ см}; \alpha = 1000; \lambda_{т1} = 4,2/0,77 = 5,45; \varphi = 0,97; \lambda_{тс} = 4,2/0,6 = 7,0; \varphi_c = 0,94; \varphi_1 = (0,97 + 0,94)/2 = 0,955; \omega = 1 + 8,5/77 = 1,11 < 1,45 \text{ (табл. 24);}$$

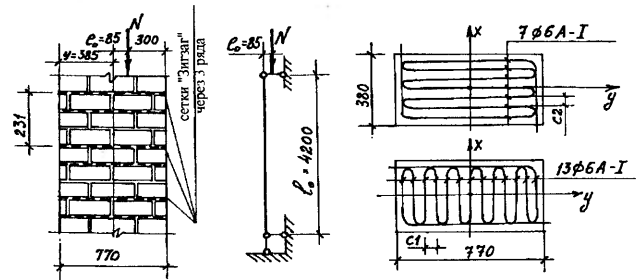


Рис. 10.7.

$$N_{сст} = 1 \cdot 0,955 \cdot 1,75 \cdot (100) \cdot 2920 \cdot (1 - 2 \cdot 8,5/77) \cdot 1,11 = 422091 \text{ Н} \approx 422,1 \text{ кН.}$$

Расчет в плоскости оси x .

Несущая способность определяется по формуле (5.1) при $b = 38$ см > 30 см, $m_g = 1,0$; $R_{sk} = 1,04 + 2 \cdot 0,432 \cdot 147 / 100 = 2,31 \text{ МПа} > 2 \cdot R = 2,08 \text{ МПа}$, принимаем $R_{sk} = 2,08 \text{ МПа}$. Упругая характеристика кладки с сетчатым армированием $\alpha_{sk} = 1000 \cdot 2,08 / 3,84 = 542$, где $R_u = 2 \cdot 1,04 = 2,08 \text{ МПа}$; $R_{sku} = 2,08 + 2 \cdot 0,432 \cdot (1,04/1,2) \cdot 235 / 100 = 3,84 \text{ МПа}$; $\lambda_{т1} = 4,2/0,38 = 11,0$; $\varphi = 0,764$;

$$N_{сст} = 1 \cdot 0,764 \cdot 2,08 \cdot (100) \cdot 2920 = 464023 \text{ Н} \approx 464,0 \text{ кН.}$$

Несущая способность столба определяется меньшим из обоих полученных значений, а именно значением $N = 422,1$ кН.

10.3. Каменные элементы, усиленные обоймой

Пример 8. Внецентренно сжатый элемент, усиленный стальной обоймой.

Требуется запроектировать усиление простенка первого этажа жилого дома в связи с надстройкой его на два этажа. Характеристики материалов кладки, геометрические размеры поперечного сечения простенка и его размеры по высоте приняты из примера 2 (рис. 10.2). Кладка поврежденной не имеет.

После надстройки на простенок будет передаваться продольное расчетное усилие в уровне верха оконного проема $N = 1976,0$ кН, при сохранении опорной реакции ригеля перекрытия над первым этажом $P = 182,0$ кН.

По архитектурным соображениям усиление кладки принимается посредством включения простенка в стальную обойму из уголков.

Решение. $e = 0,172$ м; $M = 25,6$ кН·м; $A = 0,9231$ м² (см. пример 2). Несущая способность простенка $N_{ср} = 1664,0$ кН < $N = 1976,0$ кН - требуется его усиление.

Необходимое увеличение несущей способности простенка за счет поперечной арматуры (планок) обоймы определяем по формуле (5.50), где $\psi = 1 - 2 \cdot 0,013 / 0,51 = 0,95$; $e_0 = 25,1 / 1976 = 0,013$ м. При $\lambda = 6,0$ и $\alpha = 750$ $\varphi_1 = \varphi = 0,95$; $m_g = 1,0$ при $h = 51$ см > 30 см; $m_k = 1,0$.

Хомуты обоймы принимаем из полосовой стали (сталь ВСтЗсп), а вертикальную арматуру обоймы (уголки) по конструктивным соображениям из 4 L50x5 мм $A'_s = 4 \cdot 4,8 = 19,2$ см².

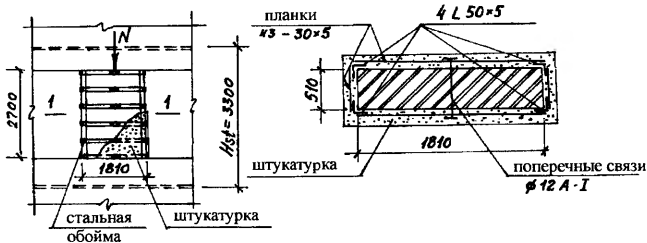


Рис. 10.8.

Принятые материалы обоймы аналогичны стали класса А-I; по табл. 3.17 $R_{sc} = 43,0$ МПа и $R_{sw} = 150$ МПа. По формуле (5.53) $\eta = 1 - 4 \cdot 0,013 / 0,51 = 0,90$.

Согласно формуле (5.50)

$$\eta \cdot \frac{2,5 \cdot \mu}{1 + 2,5 \cdot \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \cdot A = \frac{N}{\psi \cdot \varphi} - m_g \cdot m_k \cdot R \cdot A - R_{sc} \cdot A'_s;$$

$$0,9 \cdot \frac{2,5 \cdot \mu}{1 + 2,5 \cdot \mu} \cdot \frac{150}{100} \cdot 0,9231 \cdot 10^3 = \frac{1976}{0,95 \cdot 0,95} - 1 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0,9231 \cdot 10^3 - 43,0 \cdot 19,2 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3,$$

откуда $\mu = 0,106\%$.

Принимаем расстояние между осями планок обоймы $s = 50$ см ($\leq h$; $\leq 40 \cdot i$ уголков; ≤ 50 см) и определяем их сечение из условия $v_{sk} \cdot 100 / v_k = 0,106\%$.

По формуле (5.54)

$$0,106 = \frac{2 \cdot A_s \cdot (51 + 181) \cdot 100}{51 \cdot 181 \cdot 50}; A_s = 1,055 \text{ см}^2.$$

Принимаем полосу сечением 30x5 мм; $A_s = 1,5$ см² (возможно использование в качестве хомутов арматурных стержней из стали класса А-I Ø12 $A_s = 1,13$ см²). Учитывая, что $b/h = 181/51 = 3,55 > 2,0$ устанавливаем дополнительные поперечные связи из стержней Ø12 А-I с шагом по высоте

обоймы 50 см (равен шагу планок), а длине простенка 90,5 см (в середине длины сечения). Обойма устраивается на высоту оконных проемов и оштукатуривается цементным раствором толщиной 25-30 мм (рис. 10.8).

Пример 9. Внецентренно сжатый элемент, усиленный железобетонной обоймой.

Требуется запроектировать усиление столба на первом этаже в существующем офисном здании с жесткой конструктивной схемой. Кладка столба выполнена из глиняного кирпича пластического формирования марки 125 на цементно-известковом растворе марки 75. Сечение столба 51x64 (2x2,5 кирпича); расчетная высота столба - 3,3 м. Кладка столба выполнена с утолщенными швами низкого качества, в кладке имеются небольшие начальные трещины в отдельных кирпичах и вертикальных швах. Это свидетельствует о том, что напряжение в кладке достигло примерно 0,7R_c (временного сопротивления). На столб действует вертикальное расчетное усилие $N = 640$ кН, приложенное с эксцентриситетом $e_0 = 5$ см по направлению размера $h = 51$ см.

Решение. $A = 0,3264$ м² > 0,3 м² по табл. 3.6 $R = 1,9$ МПа; $m_g = 1,0$ при $h = 51$ см > 30 см; $m_k = 0,7$; $\psi = 1 - 2 \cdot 5 / 51 = 0,804$; $\eta = 1 - 4 \cdot 5 / 51 = 0,608$.

Необходимое увеличение несущей способности столба осуществляем путем устройства железобетонной обоймы, толщину которой по конструктивным соображениям принимаем минимальной, равной 6 см. Бетон обоймы класса В12,5, продольное армирование из 8 стержней Ø10 мм класса А-II, поперечное - из стержней класса А-I диаметром 6 мм с шагом $s = 15$ см (рис. 10.9).

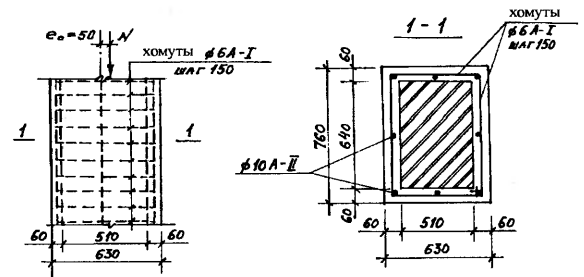


Рис. 10.9.

Несущую способность столба, усиленного железобетонной обоймой, определяем по формуле (5.51), при этом принимаем, что продольное усилие непосредственно на обойму не передается; коэффициент условий работы железобетона принимаем $m_b = 0,35$.

Определяем процент армирования поперечными стержнями (хомутами)

$$\mu = v_{sk} \cdot 100 / v_k = 2 \cdot A_s \cdot 100 \cdot (h + b) / h \cdot b \cdot s = 2 \cdot 0,283 (51 + 64) \cdot 100 / 51 \cdot 64 \cdot 15 = 0,133 \%$$

Площадь продольной арматуры $A'_s = 8 \cdot 0,785 = 6,28 \text{ см}^2$; $A_b = (59 + 72) \cdot 2 \cdot 4,0 = 1048 \text{ см}^2$.

Коэффициент φ принимаем в запас прочности как для кирпичной кладки, учитывая высоту сечения с обоймой: $\alpha = 1000$; $\lambda_k = 330/63 = 5,25$; $\varphi = 0,976$; $R_b = 7,0 \text{ МПа}$ [3]; по табл. 3.17 $R_{sc} = 55 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 150 \text{ МПа}$.

Расчетная несущая способность столба с обоймой равна

$$N_{сст} = 0,804 \cdot 0,976 \cdot \left[\left(1 \cdot 0,7 \cdot 1,9 + 0,608 \cdot \frac{3 \cdot 0,133 \cdot 150}{1 + 0,133 \cdot 100} \right) \cdot 0,3264 + 0,35 \cdot 7,0 \cdot 0,1048 + 55 \cdot 6,28 \cdot 10^{-4} \right] \cdot 10^3 = 651,5 \text{ кН}$$

Так как $N_{сст} = 651,4 \text{ кН} > N = 640,0 \text{ кН}$, то принятое усиление столба достаточно.

Пример 10.

В связи с надстройкой здания с жесткой конструктивной схемой требуется спроектировать усиление центрально загруженной внутренней продольной несущей стены подвала толщиной в 1,5 кирпича (38 см). Высота стены от уровня бетонного пола в подвале до пола первого этажа 3,0 м. Кладка стены выполнена из сплошного глиняного кирпича пластического формования марки 75 на цементном растворе марки 25. Состояние кладки работоспособное. После надстройки на 1 п.м. стены будет передаваться нагрузка $N = 480 \text{ кН}$.

$A = 3800 \text{ см}^2$; $R = 0,85 \cdot 1,1 = 0,935 \text{ МПа}$; $\alpha = 1000$; $\lambda = 300/38 = 7,9$; $\varphi = 0,92$; $m_k = 1,0$ при $h = 38 \text{ см} > 30 \text{ см}$.

Несущая способность 1 п.м. стены по формуле (4.1) равна

$$N_{сст} = 1 \cdot 0,92 \cdot 0,935 \cdot 0,38 \cdot 10^3 = 327,0 \text{ кН} < N = 480,0 \text{ кН}$$

Требуется усиление стены, которое осуществляется путем включения стены в двухстороннюю армированную растворную обойму с установкой дополнительных поперечных стальных связей. Обойма выполняется из цементного раствора марки 75 и армируется стальной сеткой из стержней диаметром 5 мм класса В_p-1 с ячейкой 10x10 см. Кроме того, сверх сеток ставим вертикальные стержни из круглой стали (класс А-1) диаметром 14 мм через каждые 50 см и поперечные связи диаметром 14 мм через 50 см по высоте и длине стены. Толщина слоя раствора обоймы 35 мм.

Расчетную несущую способность 1 п.м. стены, усиленной армированной растворной обоймой, определяем по формуле (5.22). При определении поперечного армирования обоймы учитываем как горизонтальные стержни сеток, так и поперечные связи диаметром 14 мм, расположенные через 50 см по длине и высоте стены, при этом последние учитываются с коэффициентом условий работы 0,5.

$$\mu_{сст} = \frac{2 \cdot 0,196 \cdot 50 \cdot 5 \cdot 100}{50 \cdot 50 \cdot 38} = 0,103\%, \quad \mu_{cb} = \frac{1,54 \cdot 38 \cdot 100}{50 \cdot 50 \cdot 38} = 0,061\%$$

$$\psi = 1,0; \varphi = 0,92; \eta = 1,0;$$

$$N_{сст} = 1 \cdot 0,92 \cdot \left[1 \cdot 1 \cdot 0,935 + 1 \cdot \frac{150 \cdot \left(\frac{2,8 \cdot 0,103}{1 + 2 \cdot 0,103} + \frac{2,8 \cdot 0,061}{1 + 2 \cdot 0,061} \right) \cdot 0,5 \right] \cdot 0,38 \cdot 10^3 = 493$$

$$\text{кН} > N = 480 \text{ кН}$$

Принятое усиление стены достаточно.

10.4. Каменные перемычки

Пример 11. Каменная перемычка.

Рассчитать рядовую промежуточную перемычку пролетом $l = 1,7 \text{ м}$, выложенную из глиняного кирпича пластического формования марки 100 на цементно-известковом растворе марки 25. Плотность кладки $\gamma = 1,8 \text{ т/м}^3$, толщина стены 51 см. Кладка перемычки производится в летнее время. Расстояние от низа перемычки до уровня опирания плит перекрытия $a = 50 \text{ см}$.

Решение. Конструктивная высота перемычки $h_k = 0,25 \cdot 1,7 = 0,425 \text{ м}$ (табл. 7.3); расчетная высота перемычки $c = a = 50 \text{ см} < l/3 = 170/3 = 56,6 \text{ см}$. Так как $c = 50 \text{ см} > h_k = 42,5 \text{ см}$, то принимаем $c = h_k = 42,5 \text{ см}$. Определяем нагрузку, действующую на перемычку. Так как оба размера расчетного сечения перемычки (ширина $b = 51 \text{ см}$, высота $c = 42,5 \text{ см}$) больше 30 см, то независимо от характера нагрузки, $m_k = 1,0$; всю нагрузку определяем совместно, без выделения ее длительно действующей части. Высота кладки h , с которой передается нагрузка на 1 п.м. перемычки, принимается равной $1/3$ ее пролета, т.е. $h = l/3 = 170/3 = 56,6 \text{ см}$, тогда расчетная нагрузка от собственного веса перемычки и кладки на ней $q_1 = b \cdot h \cdot \gamma \cdot \gamma = 0,51 \cdot 0,566 \cdot 1,1 \cdot 18000 = 5715 \text{ Н/м} \approx 5,72 \text{ кН/м}$.

Так как плиты перекрытия опираются на кладку ниже высоты, рядовой пролету ($a = 50 \text{ см} < l = 170 \text{ см}$), то нагрузка от них передается на перемычку. Расчетная величина этой нагрузки на 1 м^2 перекрытия, кН/м^2 , равна:

- от веса пола и перегородок	- 2,1;
- от веса плит перекрытия	- 3,34
- полезная (временная) нагрузка	- 9,60
полная:	- 15,0

На 1 п.м. перемычки при расстоянии между несущими стенами, на которые опираются плиты, 5,7 м действует нагрузка $q_2 = 15,0 \cdot 5,7/2 = 42,75 \text{ кН/п.м}$.

Изгибающий момент в замке перемычки равен

$$M = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{8} = \frac{(5,72 + 42,75) \cdot 1,7^2}{8} = 17,5 \text{ кН·м}$$

Согласно табл. 7.4 $d=0,15 \cdot c=0,15 \cdot 42,5=6,37$ см. Тогда расчетный распор по формуле (7.1) равен $N=17,5/(0,425-2 \cdot 0,0637)=58,8$ кН, а эксцентриситет его приложения – $e_0=42,5/2-6,37=14,88$ см.

Расчетное сопротивление кладки $R=0,8 \cdot 1,3=1,04$ МПа, где 0,8- коэффициент условий работы γ_c , учитывающий, что сечение перемычки $0,51 \cdot 0,425=0,216 \text{ м}^2 < 0,3 \text{ м}^2$; упругая характеристика кладки $\alpha=1000$; площадь сжатой части сечения $A_c=51 \cdot 42,5 \cdot (1-2 \cdot 14,88/42,5)=650 \text{ см}^2$; коэффициент $\omega=1+14,88/42,5=1,35 < 1,45$.

Коэффициент продольного изгиба можно принять $\varphi=1$ (небольшой пролет и перемычка зажата в кладке).

Определяем несущую способность перемычки

$N_{ср.}=1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,04 \cdot (100) \cdot 650 \cdot 1,35=91260 \text{ Н}=91,26 \text{ кН} > N=58,8$ кН – прочность перемычки обеспечена.

Пример 12. Каменная перемычка.

По данным примера 11 рассчитать крайнюю перемычку. Площадь углового простенка (толщина $h=51$ см, ширина $b=142$ см) $A=51 \cdot 142=7242 \text{ см}^2$. Расчетная вертикальная продольная сила (с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f=0,9$) на уровне низа рассчитываемой перемычки (порядок ее определения такой же, как и в примере 11) $N=180$ кН и на уровне низа оконного проема $N_1=204,2$ кН. Высота оконного проема $h_{пр}=1,6$ м. Высота этажа за вычетом толщины перекрытия $H=3,0$ м. Для крайней перемычки, кроме расчета, изложенного в примере 11, производятся дополнительные расчеты на срез пяты перемычки и на внецентренное сжатие углового простенка.

Решение. Расчетное сопротивление кладки на срез по неперевязанному сечению (табл. 3.14) $R_{ср.}=0,11$ МПа.

Среднее напряжение сжатия от расчетной сжимающей нагрузки равно $\sigma_f=N/A=180/0,7242=249 \text{ кПа}=0,249 \text{ МПа}$.

Тогда несущая способность пяты перемычки на срез по формуле (4.19)

$Q=[0,11 \cdot (100)+0,8 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,249 \cdot (100)] \cdot 7242=180615 \text{ Н}=180,6 \text{ кН} > N=58,8$ кН- прочность обеспечена.

Расчетный изгибающий момент от распора на уровне низа оконного проема равен

$M=N \cdot (h_{пр}+d)=58,8 \cdot (1,60+0,0637)=97,8$ кН·м; эксцентриситет продольной силы N_1 равен $e_0=M/N_1=97,8/204,2=0,479 \text{ м} < 0,7 \cdot 0,5 \cdot 1,42=0,497$ м; $m_g=1,0$ при $h=142 \text{ см} > 30 \text{ см}$.

При расчетной длине элемента $l_0=H=3,0$ м гибкость $\lambda_0=300/142=2,11$; $\alpha=1000$; $\varphi=1,0$; $A_c=7242 \cdot (1-2 \cdot 47,9/142)=2617 \text{ см}^2$; $h_c=142-2 \cdot 47,9=46,2$ см; $\lambda_{ис}=300/46,2=6,5$; $\varphi_c=0,95$; $\varphi_1=(1+0,95)/2=0,975$; $\omega=1+47,9/142=1,337 < 1,45$.

Несущая способность углового простенка на внецентренное сжатие $N_{ср.}=1,0 \cdot 0,975 \cdot 1,3 \cdot (100) \cdot 2617 \cdot 1,337=443489 \text{ Н}=443,5 \text{ кН} > N_1=204,2$ кН, т.е. прочность обеспечена.

10.5. Каменный фундамент под столб

Пример 13. Центральное загруженный каменный фундамент под кирпичный столб.

Требуется спроектировать каменный фундамент. Кладка фундамента выполняется из бутобетона. Марка бутобетона 100, класс бетона по прочности на сжатие В3,5. Расчетное сопротивление бутобетона сжатию $R=1,8$ МПа (табл. 3.13). Расчетное сопротивление грунта основания $R_{сп.}=0,26$ МПа. На фундамент опирается кирпичный столб сечением 64×64 см ($2,5 \times 2,5$ кирпича), расчетная нагрузка от которого на фундамент равна $N=1572,4$ кН.

Решение. Определяем нормативное значение нагрузки, действующей на фундамент, при среднем значении коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f^{cp}=1,15$

$$N_n = N / \gamma_f^{cp} = 1572,4 / 1,15 = 1367,3 \text{ кН.}$$

Принимая приближенно собственную массу фундамента и грунта на его обрезах равной 10% от N_n , находим размер подошвы фундамента

$$a_\phi = \sqrt{\frac{k \cdot N_n}{R_{сп}}} = \sqrt{\frac{1,1 \cdot 1367300}{0,26 \cdot (100)}} = 240,5 \text{ см.}$$

Принимаем $a_\phi=240$ см.

Из табл. 7.5 для бутобетона при расчетном давлении на грунт $p=1,1 \cdot N/a_\phi^2=1,1 \cdot 1572,4 \cdot 10^3/240^2=0,3 \text{ МПа} > 0,25 \text{ МПа}$ получаем $\kappa=1,5$.

Определяем высоту фундамента по формуле (7.16)

$$H_\phi = \frac{240 - 64}{2} \cdot 1,5 = 132 \text{ см.}$$

Округляем высоту фундамента до $H_\phi=140$ см, принимая тем самым $\kappa=2 \cdot H_\phi / (a_\phi - b) = 2 \cdot 140 / (240 - 64) = 1,59$.

В соответствии с рис. 7.8 конструируем фундамент. По найденным a_ϕ и H_ϕ строим «пирамиду сжатия», а затем, разбив высоту на три ступени, описываем контуры фундамента (рис. 10.10).

Проверяем прочность фундамента на местное сжатие под подошвой кирпичного столба из условия $N \leq N_c$, где N_c определяется по формуле (4.8)

$$A_c = b^2 = 0,64^2 = 0,41 \text{ м}^2; A = (b + 2c/k)^2 = (64 + 2 \cdot 50/1,59)^2 = 1,61 \text{ м}^2;$$

$$\xi = \sqrt[3]{A/A_c} = \sqrt[3]{1,61/0,41} = 1,57 > \xi_1 = 1,5;$$

принимаям $\xi = \xi_1 = 1,5$; (табл. 4.2, п.2);

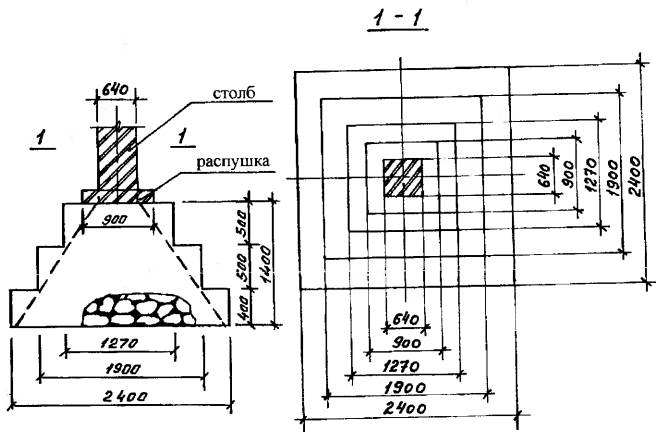


Рис. 10.10. Бутобетонный фундамент под столб

$$R_c = \xi \cdot R = 1,5 \cdot 1,8 = 2,7 \text{ МПа}; \psi = 1,0; d = 1,5 + 0,5 \cdot \psi = 1,5 + 0,5 \cdot 1 = 1,0;$$

$$N_c = 1 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 4100 \cdot (100) = 1107000 \text{ Н} = 1107 \text{ кН} < N = 1572,4 \text{ кН}.$$

Прочность фундамента на местное сжатие недостаточна. Делаем распушку по низу кирпичного столба (рис. 10.10), принимая ее размеры в плане 90 x 90 см и высоту 15 см (два ряда кладки). Тогда $A_c = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81 \text{ м}^2$; $\xi = \sqrt[3]{1,61/0,81} = 1,25 < \xi_1 = 1,5$; $R_c = 1,25 \cdot 1,8 = 2,25 \text{ МПа}$;

$$N_c = 1 \cdot 1 \cdot 2,25 \cdot 8100 \cdot (100) = 1822500 \text{ Н} = 1822,5 \text{ кН} > N = 1572,4 \text{ кН}.$$

Прочность фундамента на местное сжатие обеспечена.

10.6. Стена подвала

Пример 14.

Проверить несущую способность стены подвала кирпичного жилого дома. Расчет выполняется для глухого участка стены с длиной, равной расстоянию между осями оконных проемов $B=5,7 \text{ м}$. Количество этажей, включая подвальный, - 6.

Расчетная схема стены подвала принимается в виде однопролетной балки с шарнирными опорами на уровне низа перекрытия над подвалом и на уровне подошвы фундамента (бетонный пол в подвале отсутствует) (рис. 10.11,б).

Кладка стены выполняется из крупных пустотелых бетонных блоков высотой 58 см и толщиной 60 см (блоки марки ФБС). Нормативная объемная масса бетона (плотность) $\rho=22 \text{ кН/м}^3$ (2200 кг/м³). Пустотность

блоков по среднему горизонтальному сечению составляет 20%, а по объему - 15%. Блоки из тяжелого бетона класса В7,5 укладываются на цементно-песчаном растворе марки 50.

Расчетное сопротивление кладки сжатию равно

$$R = 1,1 \cdot 2,7 \cdot 0,5 = 1,485 \text{ МПа},$$

где $\gamma_c = 1,1$ - коэффициент условий работы по п. 3.11 в [1], а $\kappa = 0,5$ - коэффициент, учитывающий наличие пустот в блоках по табл. п. 3.12 [1].

Упругая характеристика кладки $\alpha = 1500$ (табл. 3.19).

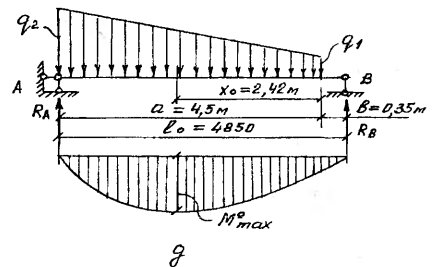
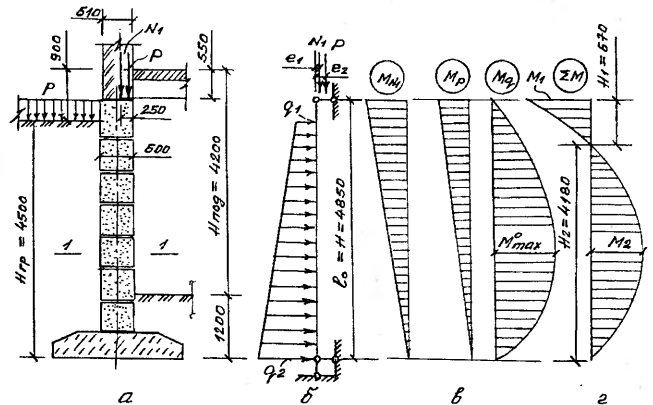


Рис. 10.11. К расчету стены подвала: а - разрез стены; б - расчетная схема; в - эпюры изгибающих моментов; г - суммарная эпюра изгибающих моментов; д - вспомогательный чертеж к определению балочного момента

Высота подвала 4,2 м; глубина заложения подошвы фундамента от пола подвала (утрамбованный грунт) 1,2 м; уровень отсыпки (грунта) ниже уровня пола первого этажа 0,9 м; толщина стены наземной части здания (первого этажа) 51 см (2 кирпича), внутренняя плоскость которой совпадает с плоскостью стены подвала (рис. 10.11,а).

Объемная масса грунта $\rho=16$ кН/м³; расчетный угол внутреннего трения грунта $\varphi=34^\circ$; временная нормативная нагрузка на поверхности земли $p=10$ кН/м², коэффициент надежности для этой нагрузки $\gamma_f=1,2$; коэффициент надежности по нагрузке для грунта $\gamma_f^p=1,2$.

Расчетная высота стены $l_0=H=4,85$ м (рис. 10.11,б).

Гибкость элемента $\lambda_0=l_0/h=4,85/0,6=8,0$; $\varphi=0,95$ (табл. 3.23).

Решение. Приведенная толщина грунта от временной нагрузки

$$H_{ред}=p/\gamma=10/1,6=0,625 \text{ м.}$$

Нагрузки, действующие на стену:

вертикальные:

сумма всех расчетных нагрузок, расположенных выше уровня вер-

ха стены

$$N_1=N_{покр}+4\cdot N_{пер}+N_{ст}+N_{карн}=1285 \text{ кН;}$$

опорное расчетное давление перекрытия над подвалом $P=218$ кН.

горизонтальные:

боковое давление грунта с учетом временной нагрузки на его поверхности. Верхнюю и нижнюю ординаты эпюры бокового давления грунта на длине расчетного участка стены определяем по формулам (7.19, 7.20).

$$q_1=1,2\cdot 16\cdot 0,625\cdot 5,7\cdot \text{tg}^2(45^\circ-0,5\cdot 34^\circ)=19,33 \text{ кН/м;}$$

$$q_2=16\cdot (1,2\cdot 0,625+1,2\cdot 4,5)\cdot 5,7\cdot \text{tg}^2(45^\circ-0,5\cdot 34^\circ)=158,6 \text{ кН/м.}$$

Определяем изгибающие моменты в стене подвала от вертикальных нагрузок. Ось стены первого этажа не совпадает с осью стены подвала, поэтому изгибающий момент на уровне верха стены подвала определяем по формуле

$$M_1=M_N+M_P=N_1\cdot e_1+P\cdot e_2,$$

$$\text{где } e_1=0,6/2-0,51/2=0,045 \text{ м;}$$

$$e_2=0,6/2-0,25/3=0,216 \text{ м.}$$

$$\text{Тогда } M_1=1285\cdot 0,045+218\cdot 0,216=104,9 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Изгибающие моменты в стене подвала от горизонтальных нагрузок определяем из расчетной схемы рис. 10.11,б, применяя формулы, приведенные в таблице к данному примеру.

Величина изгибающего момента от трапециевидной нагрузки в любом сечении, расположенном на расстоянии x от поверхности земли, определяется по формуле

$$M_x^0=R_B(x+b)-\frac{q_1\cdot x^2}{2}-\frac{x^3}{6\cdot a}(q_2-q_1),$$

$$\text{где } R_B=\frac{a^2}{6\cdot l_0}(q_2+2\cdot q_1)=\frac{4,5^2}{6\cdot 4,85}(158,6+2\cdot 19,33)=137,2$$

кН; в нашем случае $l_0=4,85$ м; $a=4,5$ м; $b=0,35$ м.

Максимальный изгибающий момент, действующий на расстоянии x_0 от поверхности земли:

$$x_0=\frac{a}{q_2-q_1}\cdot \left[\sqrt{q_1^2+\frac{(q_2-q_1)(q_2+2\cdot q_1)\cdot a}{3\cdot l_0}}-q_1 \right]=\frac{4,5}{158,6-19,33}\cdot \left[\sqrt{19,33^2+\frac{(158,6-19,33)(158,6+2\cdot 19,33)\cdot 4,5}{3\cdot 4,85}}-19,33 \right]=2,42 \text{ м.}$$

$$M_{max}^0=137,2(2,42+0,35)-19,33\cdot 2,42^2/2-2,42^3(158,6-19,33)/6\cdot 4,5=250,3 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Сечение, в котором действует M_{max}^0 , находится от подошвы фундамента на расстоянии $H_1=H-x_0-b=4,85-2,42-0,35=2,08$ м.

Суммарный расчетный изгибающий момент от вертикальных и горизонтальных нагрузок, расположенный на расстоянии H_1 от нижней опоры, равен

$$M_2=M_{max}^0-M_1\cdot \frac{H_1}{H}=250,3-104,9\cdot \frac{2,08}{4,85}=205,3 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Расчетная продольная сила в том же сечении равна

$$N_2=1285+218+5,7\cdot 2,77\cdot 0,6\cdot 22\cdot 0,85\cdot 1,1=1697,8 \text{ кН,}$$

где $\kappa=0,85$ учитывает пустотность блоков по объему.

Расчет прочности стены выполняем как внешне сжатого элемента по формуле (4.5). При $h\geq 30$ см $m_k=1$; $\varphi_1=(\varphi+\varphi_c)/2$.

При знакопеременной эпюре изгибающего момента (рис. 10.11,г) расчет производится в сечениях с максимальными изгибающими моментами различных знаков.

Положение нулевой точки суммарной эпюры изгибающих моментов находится из решения кубического уравнения относительно x -расстояния от поверхности грунта до нулевой точки. Общий вид кубического уравнения имеет вид

$$M_x^0-M_1[l_0-(x+b)]/l_0=0.$$

$$\text{В данном случае оно будет } x^3+0,624\cdot x^2-10,266\cdot x+3,18=0.$$

Коэффициент продольного изгиба φ_1 определяем для части элемента в пределах однозначной эпюры изгибающего момента при гибкостях

$\lambda_{hc1}=H_1/h_{c1}$, $\lambda_{hc2}=H_2/h_{c2}$; $H_1=0,67$ м и $H_2=4,18$ м- соответственно расстояния от верхней и нижней опоры до нулевой точки в эпюре моментов; h_{c1} и h_{c2} - высоты сжатой части элементов в сечениях с максимальными изгибающими моментами.

Эксцентриситет в уровне верха стены подвала

$$e_{01} = M_1 / (N_1 + P) = 104,9 / 1503 = 0,07 \text{ м};$$

в сечении 1-1 эксцентриситет равен

$$e_{02} = M_2 / N_2 = 205,3 / 1697,8 = 0,12 \text{ м}.$$

Тогда

$$h_{c1} = h - 2 \cdot e_{01} = 0,6 - 2 \cdot 0,07 = 0,46 \text{ м};$$

$$h_{c2} = h - 2 \cdot e_{02} = 0,6 - 2 \cdot 0,12 = 0,36 \text{ м};$$

$$\lambda_{hc1} = \frac{0,67}{0,46} = 1,456; \varphi_{c1} = 1,0; \varphi_1 = 0,975;$$

$$\lambda_{hc2} = \frac{4,18}{0,36} = 11,6; \varphi_{c2} = 0,888; \varphi_1 = 0,919;$$

$$\omega_1 = 1 + e_{01} / h = 1 + 0,07 / 0,6 = 1,116 < 1,45;$$

$$\omega_2 = 1 + e_{02} / h = 1 + 0,12 / 0,6 = 1,2 < 1,45.$$

Проверка прочности по сечению на уровне верха стены подвала

$$N_{сев} = 1 \cdot 0,975 \cdot 1,485 \cdot 5,7 \cdot 0,6 \left(1 - \frac{2 \cdot 0,07}{0,6} \right) \cdot 1,116 \cdot 10^3 = 4236,3 \text{ кН};$$

$$N_1 = 1285 \text{ кН} < N_{сев} = 4236,3 \text{ кН}.$$

Проверка прочности стены по сечению 1-1:

$$N_{сев} = 1 \cdot 0,919 \cdot 1,485 \cdot 5,7 \cdot 0,6 \left(1 - \frac{2 \cdot 0,12}{0,6} \right) \cdot 1,2 \cdot 10^3 = 3360,4 \text{ кН};$$

$$N_2 = 1697,8 \text{ кН} < N_{сев} = 3360,4 \text{ кН}.$$

В каждом из рассматриваемых сечений расчетное усилие меньше предельного. Следовательно стена удовлетворяет требованиям прочности.

Относительный эксцентриситет

$$e_{02} = 0,12 \text{ м} < 0,7 h / 2 = 0,7 \cdot 0,6 / 2 = 0,21 \text{ м},$$

поэтому согласно п. 5.1 [1] расчет по второй группе предельных состояний не производится.

К расчету стены подвала на действие горизонтальных нагрузок

Расчетная схема	R_b	M^0_x	M^0_{max}
	$\frac{q \cdot l_0}{6}$	$M^0_x = \frac{q \cdot l_0 \cdot x}{6} \left(1 - \frac{x^2}{l_0^2} \right)$	$M^0_{max} = 0,064 q l_0^2$ $x_0 = 0,578 l_0$
	$\frac{l_0}{6} (q_1 + 2 \cdot q_2)$	$M^0_x = R_b x - \frac{q_1 x^2}{2} - \frac{x^3}{6 l_0} (q_2 - q_1)$	M^0_{max} при $x_0 = \frac{l_0}{3} \cdot \frac{q_2 - q_1}{\sqrt{q_1^2 + (q_2 - q_1) \sqrt{q_2 + 2q_1}}}$
	$\frac{a}{6 l_0} [(q_1 + 2 \cdot q_2) \cdot a + 3 \cdot (q_1 + q_2) \cdot b]$	$M^0_x = R_b (x + b) - \frac{q_1 x^2}{2} - \frac{x^3}{6 a} (q_2 - q_1)$	M^0_{max} при $x_0 = \frac{a}{q_2 - q_1} \cdot \left[\sqrt{q_1^2 + (q_2 - q_1) \sqrt{q_2 + 2q_1}} \cdot \frac{a}{l_0} - q_1 \right]$

10.7. Висячие стены

Пример 15.

Требуется проверить прочность кладки висячей стены без проемов в стадии эксплуатации, опирающейся на фундаментную железобетонную балку, при следующих данных (рис. 10.12). Высота стены 7,2 м, толщина 0,38 м. Балка изготовлена из тяжелого бетона класса В15; длина балки 5,96 м, высота поперечного сечения $h=42$ см, момент инерции приведенного сечения $I_{ред}=2,79 \cdot 10^3$ см⁴. Балка опирается на обрезы железобетонных фундаментов, имеющих размер вдоль стены $a=90$ см. Стена возведена из керамического кирпича пластического формования марки 75 на цементно-песчаном растворе марки 50.

При указанных исходных данных $R=1,3$ МПа, $R_q=2 \cdot 1,3=2,6$ МПа, $\alpha=1000$, $E=0,5 \cdot E_0=0,5 \cdot \alpha \cdot R_q=0,5 \cdot 1000 \cdot 2,6=1300$ МПа, $E_b=20,5 \cdot 10^3$ МПа (с термовлажностной обработкой).

Решение. Расчетная опорная реакция балки без учета нагрузки от ее собственного веса равна $N=1,1 \cdot 18 \cdot 0,38 \cdot 7,2 \cdot 5,96/2=161,4$ кН.

Жесткость балки по формуле (7.7) $B=0,85 \cdot 20,5 \cdot 10^3 \cdot 2,79 \cdot 10^3 \cdot 10^{-8}=48,6$ МН/м², а высота эквивалентного по жесткости условного пояса кладки по формуле (7.6)

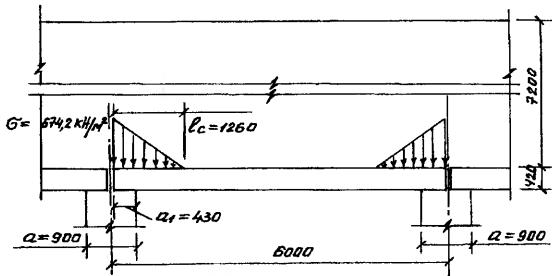


Рис. 10.12.

$$H_0 = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{48,6}{1300 \cdot 0,38}} = 0,92 \text{ м.}$$

Длина основания эпюры распределения давления по формуле (7.10) при длине опирания рандбалки $a_1=0,43$ м $< 1,5 \cdot h=1,5 \cdot 0,42=0,63$ м равна

$$l_c = 0,43 + 0,83 = 1,26 \text{ м, где } S_1 = 0,9 \cdot H_0 = 0,9 \cdot 0,92 = 0,83 \text{ м.}$$

Площадь смятия $A_c = 1,26 \cdot 0,38 = 0,478$ м².

Так как при данном расположении эпюры $A=A_c$, то $R_c=R=1,3$ МПа.

Несущая способность кладки на смятие по формуле (4.8) при $\psi \cdot d=0,75$ (п. 4.13 [1]) будет

$$N_c = 0,75 \cdot 1,3 \cdot (100) \cdot 4780 = 466050 \text{ Н} \approx 466,0 \text{ кН} > N = 161,4 \text{ кН, т.е.}$$

прочность кладки на смятие обеспечена.

Для расчета фундаментной балки необходимо определить величину напряжения σ_c по формуле (7.11)

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot 161,4}{(0,43 + 0,83) \cdot 0,38} = 674,2 \text{ кН/м}^2 (0,674 \text{ МПа}).$$

В дальнейшем расчете балка рассматривается как шарнирно опертая и нагруженная равномерно распределенной нагрузкой от собственного веса и треугольными эпюрами давления у каждого из опорных участков. Максимальная ордината этой эпюры находится над расчетной опорой, расположенной на расстоянии от торцов балки $2 \cdot 43/3 = 28,6$ см, и равна

$$q_{\max} = 674,2 \cdot \frac{1,26 - 0,286}{1,26} \cdot 0,38 = 198 \text{ кН/м.}$$

Пример 16.

Проверить прочность наружной кирпичной стены коттеджа толщиной 0,51 м. Стена опирается на стальную однопролетную рандбалку, состоящую из трех рядов установленных стальных прокатных двутавров 140. Балка расположена в уровне перекрытия над подвалом и опирается на стены подвала, выложенные из крупноформатных блоков марки ФБС. Длина рандбалки $l=6,0$ м. Стена выложена из керамического утолщенного кирпича марки 125 на цементно-песчаном растворе марки 50. Высота стены три этажа, высота этажа 3,0 м. В стене над рандбалкой имеются два ряда симметрично расположенных оконных проемов шириной 1,3 м. Расстояние от проемов до краев рандбалки 0,9 м. Ширина межоконного простенка $b_1=1,6$ м; расстояние между осями проемов $b=2,9$ м (рис. 10.13).

Опорная реакция рандбалки с учетом расчетных нагрузок, приходящихся на несущую висячую стену, за исключением нагрузки от собственного веса, равна $N=410$ кН. Усилие, приходящееся на межоконный простенок, с учетом понижающего коэффициента 0,3 равно $N_1=(0,3 \cdot 2 \cdot 410 \cdot 2,9)/6=118,5$ кН.

Решение. Момент инерции рандбалки $I=3 \cdot 19062=57,186 \cdot 10^5$ м⁴; $E_s=210 \cdot 10^3$ МПа; жесткость рандбалки $E_s \cdot I=210 \cdot 10^3 \cdot 57,186 \cdot 10^5=120,1$ МН/м².

Расчетное сопротивление кладки $R=0,85 \cdot 1,7=1,445$ МПа; упругая характеристика кладки $\alpha=1000$; временное сопротивление кладки $R_q=2 \cdot 1,445=2,89$ МПа. Модуль упругости кладки по формуле (3.5) равен $E=0,5 \cdot 1000 \cdot 2,89=1,445 \cdot 10^3$ МПа.

Высоту пояса кладки H_0 , эквивалентного по жесткости рандбалке, определяем по формуле (7.6)

$$H_0 = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{120,1}{1,445 \cdot 10^3 \cdot 0,51}} = 1,09 \text{ м.}$$

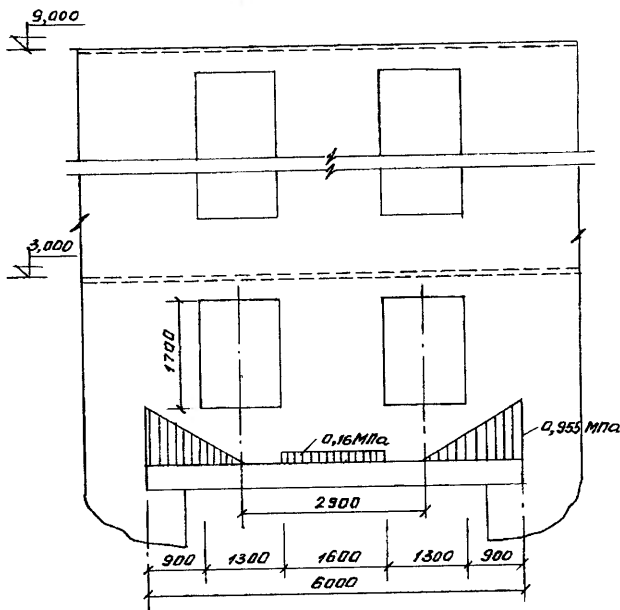


Рис. 10.13.

Длина участка распределения давления от граней опоры равна $S_i = 0,9 \cdot H_0 = 0,9 \cdot 1,09 = 0,98$ м. Длина опорного участка рандбалки $a_i = 0,6$ м = $1,5 \cdot h_0 = 1,5 \cdot 0,4 = 0,6$ м. Основание эпюры распределения давления над опорой рандбалки равно $l_c = 0,98 + 0,6 = 1,58$ м. Площадь смятия $A_c = 0,8056$ м².

Наибольшее напряжение над опорой рандбалки

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot 410 + 118,5}{1,58 \cdot 0,465} = 955 \text{ кПа} = 0,955 \text{ МПа},$$

где $b = 0,465$ м - суммарная ширина полок двутавров рандбалки.

Напряжение в межкомнатном простенке равно

$$\sigma = \frac{118,5}{1,6 \cdot 0,465} = 159,3 \text{ кПа} = 0,16 \text{ МПа}.$$

Вследствие наличия проемов в пролете расчетная площадь при местном сжатии равна площади смятия, т.е. $R_c = R = 1,445$ МПа.

Расчетная несущая способность кладки над опорой рандбалки определяется по формуле (4.8)

$$N_c = 0,75 \cdot 1,445 \cdot 0,8056 = 0,873 \text{ МН} = 873 \text{ кН} > N = 410 \text{ кН}.$$

Расчет на действие изгибающего момента и поперечной силы в рандбалке в данном примере не приводится. Необходимо отметить, что при определении величины поперечной силы следует учитывать только часть эпюры давления, расположенную между точками пересечения верхней грани рандбалки с невыгодным наклонным сечением у опор.

10.8. Опирающие элементы конструкций на кладку

Пример 17.

Непосредственно на кирпичную кладку стены опирается железобетонная балка (рис. 10.14). Кладка выполнена из силикатного кирпича марки 75 на цементно-известковом растворе марки 25. Расчетная местная нагрузка $N = 72$ кН. Необходимо проверить прочность кладки на смятие.

Решение. В соответствии с рис. 10.14 $A_c = 20 \cdot 25 = 500$ см²; $A = (20 + 2 \cdot 51) \cdot 25 = 3050$ см².

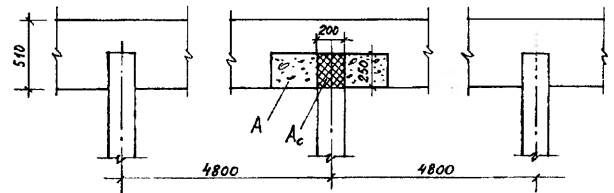


Рис. 10.14.

Расчетное сопротивление кладки на смятие при $R = 1,1$ МПа и $\xi_1 = 2,0$ (п.1 табл. 4.2) равно: $\xi = \sqrt[3]{3050/500} = 1,82 < \xi_1 = 2,0$; $R_c = 1,1 \cdot 1,82 = 2,0$ МПа. В соответствии с п. 4.13 [1] при отсутствии необходимости установки под опорами изгибаемых элементов распределительных плит допускается принимать в формуле (4.8) $\psi \cdot d = 0,75$ для кладок из материалов, указанных в поз. 1 и 2 табл. 4.2.

Несущая способность кладки на смятие по формуле (4.8) равна

$$N_c = 0,75 \cdot 2 \cdot (100) \cdot 500 = 75000 \text{ Н} = 75 \text{ кН} > N = 72 \text{ кН}.$$

Прочность кладки под опорой балки на смятие обеспечена.

Пример 18.

Проверить прочность кладки при местном сжатии (смятии) под опорами однопролетной стальной балки перекрытия, выполненной из прокатного двутавра I22. Момент инерции поперечного сечения балки $I = 2550 \cdot 10^8$ м⁴, длина балки 6,4 м, пролет (в свету между поверхностями стен) 6,0 м, ширина полки $b = 0,11$ м (ГОСТ 8239-89), длина опорных концов $a_1 = 0,20$ м с каждой стороны (рис. 10.15). Балка нагружена равномерно распределенной расчетной нагрузкой $q = 6,2$ кН/м (630 кгс/м), включая ее соб-

ственный вес. Балки междуэтажного перекрытия опираются на кирпичные стены толщиной 0,51 м, выполненные из силикатного кирпича марки 100 на цементно-известковом растворе марки 50. Расчетное сопротивление кладки $R=1,5$ МПа. Расстояние между балками 1,4 м. Опорная реакция балки $Q=19,0$ кН.

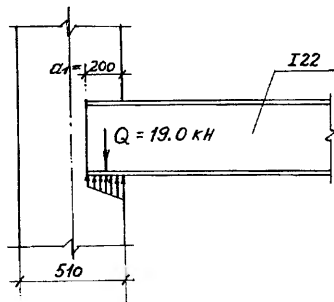


Рис. 10. 15.

Решение. Полезную длину опоры определяем по формуле (7.26).

Коэффициент постели c при смятии под концом балки при затвердевшей кладке определяется по формуле (7.28)

$$c = 50 \cdot 2 \cdot 1,5 / 0,11 = 1,363 \cdot 10^3 \text{ МН/м}^3 \text{ (} 1,363 \cdot 10^5 \text{ тс/м}^3 \text{)}.$$

При равномерно распределенной нагрузке тангенс угла наклона оси балки в середине опорного конца определяется по формуле (7.29)

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{6,2 \cdot 6,17^3 \cdot 10^{-3}}{24 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 2550 \cdot 10^{-8}} = 0,0113,$$

$$a_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 19 \cdot 10^{-3}}{1,363 \cdot 10^3 \cdot 0,11 \cdot 0,0113}} = 0,15 \text{ м} < 0,20 \text{ м}.$$

Расчет кладки на смятие под опорами балки производится по формуле (4.8). Так как полезная длина опоры a_0 меньше ее полной длины a_1 , то эпюра распределения напряжений принимается по треугольнику с коэффициентом полноты $\psi=0,5$; $d=1,5-0,5 \cdot \psi=1,25$; $R_c=\xi \cdot R$.

Расчетная площадь сечения (см. раздел 4.1.4) равна $A=(0,11+0,51 \cdot 2) \cdot 0,15=0,17 \text{ м}^2$. Площадь смятия $A_c=0,11 \cdot 0,15=0,0165 \text{ м}^2$;

$\xi = \sqrt[3]{0,17 / 0,0165} = 2,17 > \xi_1 = 2$ (табл. 4.2). Расчетное сопротивление кладки на смятие $R_c=2 \cdot 1,5=3,0$ МПа.

Расчетная несущая способность затвердевшей кладки при смятии по формуле (4.8)

$N_c=0,5 \cdot 1,25 \cdot 3 \cdot 0,0165 \cdot 10^3=30,9 \text{ кН} > Q=19,0 \text{ кН}$ - затвердевшая кладка под опорой балки удовлетворяет требованиям прочности.

232

Определим расчетную несущую способность свежей кладки при смятии. Коэффициент постели c_1 для свежей кладки при прочности раствора 0,2 МПа и расчетном сопротивлении 0,8 МПа по формуле (7.28) равен $c_1=35 \cdot 2 \cdot 0,8 / 0,11=0,51 \cdot 10^3 \text{ МН/м}^3$; $\operatorname{tg} \alpha=0,0113$:

$$a_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 19 \cdot 10^{-3}}{0,51 \cdot 10^3 \cdot 0,11 \cdot 0,0113}} = 0,244 \text{ м} > a_1=0,20 \text{ м} - \text{эпюра давл}$$

ления по трапеции.

Крайние напряжения определяются по формулам (7.27):

$$\sigma_0 = 19 / 0,2 \cdot 0,11 = 863 \text{ кН/м}^2 = 0,863 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\max} = 0,863 + \frac{0,51 \cdot 10^3 \cdot 0,2}{2} \cdot 0,0113 = 1,14 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\min} = 0,863 - \frac{0,51 \cdot 10^3 \cdot 0,2}{2} \cdot 0,0113 = 0,286 \text{ МПа}.$$

Коэффициент полноты эпюры давления при эпюре напряжений под опорой балки в виде трапеции определяется по формуле (7.31)

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{0,51 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,0113}{2 \cdot 0,863}} = 0,6;$$

$$d = 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,6 = 1,2.$$

Расчетная площадь сечения $A=(0,11+2 \cdot 0,51) \cdot 0,2=0,226 \text{ м}^2$. Площадь смятия $A_c=0,11 \cdot 0,2=0,022 \text{ м}^2$. Коэффициент ξ определяем по формуле (4.9)

$$\xi = \sqrt[3]{0,226 / 0,022} = 2,17 > \xi_1 = 2$$
; $R_c=0,8 \cdot 2=1,6 \text{ МПа}.$

Расчетная несущая способность свежей кладки при смятии $N_c=0,6 \cdot 1,2 \cdot 0,022 \cdot 1,6 \cdot 10^3=25,3 \text{ кН} > Q=19,0 \text{ кН}$ - свежая кладка под опорой балки также удовлетворяет требованиям прочности.

Если по расчету несущая способность опорного участка при свежей кладке недостаточна, рекомендуется установка временных стоек, поддерживающих концы балок.

Пример 19

Проверить прочность кирпичной кладки стены под опорами сборного железобетонного однопролетного ригеля междуэтажного перекрытия. Кирпичная кладка стены выполнена из керамического полнотелого кирпича пластического формования марки 75 на цементно-песчаном растворе марки 50. Расчетное сопротивление кладки $R=1,3 \cdot 0,85=1,1$ МПа. Толщина стены 51 см. Ригель имеет тавровое поперечное сечение со свесами (полкой) в растянутой зоне для опирания плит перекрытия. Класс бетона ригеля В20, $E_b=24 \cdot 10^3$ МПа; момент инерции поперечного сечения ригеля $I_p=210060 \text{ см}^4$. Ширина полки ригеля $b=40$ см; расчетный пролет $l_0=5,65$ м, длина опорных участков (глубина заделки ригеля в стену) $a_1=25$ см. Ригель нагружен расчетной равномерно распределенной нагрузкой $q=58,8 \text{ кН/м}$

233

(включая собственный вес ригеля). Расстояние между осями ригелей 6,0 м. Опорная реакция ригеля $Q=166$ кН.

Решение.

Коэффициент постели для затвердевшей кладки по формуле (7.28) равен $c=50 \cdot 2 \cdot 1,1/0,4=275$ МН/м³=0,275 кН/см³. Прогиб ригеля при отсутствии в нем нормальных трещин определяем по формуле

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l_0^4}{0,85 \cdot E_b \cdot I_p} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,588 \cdot 565^4}{0,85 \cdot 2,4 \cdot 10^3 \cdot 210060} = 1,82 \text{ см.}$$

Тангенс угла наклона оси ригеля в середине опорного участка равен $\operatorname{tg} \alpha = 16 \cdot f / 5 \cdot l = 16 \cdot 1,82 / 5 \cdot 565 = 0,01$.

Полезная длина опоры по формуле (7.26) равна

$$a_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 166}{0,275 \cdot 40 \cdot 0,01}} = 54,9 \text{ см} > a_1 = 25 \text{ см - эпюра распределения}$$

напряжений по длине опирания будет по трапеции с коэффициентом полноты по формуле (7.31) равным

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{0,275 \cdot 25 \cdot 0,01}{2 \cdot 0,166}} = 0,828,$$

где $\sigma_0 = 166 / 25 \cdot 40 = 0,166$ кН/см² (1,66 МПа).

Расчетная площадь сечения $A = (2 \cdot 51 + 40) \cdot 25 = 3550$ см²; Площадь

смятия $A_c = 25 \cdot 40 = 1000$ см²; $\xi = \sqrt[3]{3550 / 1000} = 1,525 < \xi_1 = 2$; $R_c = 1,1 \cdot 1,525 = 1,677$ МПа.

Несущая способность кладки при смятии по формуле (4.8) равна $N_c = 0,828 \cdot 1,086 \cdot 1,677 \cdot (100) \cdot 10^{-3} \cdot 1000 = 150,8$ кН, где $d = 1,5 \cdot 0,5 \cdot 0,828 = 1,086$.

$N_c = 150,8$ кН < $Q = 166$ кН - прочность кладки при смятии под опорой ригеля недостаточна. Для повышения несущей способности опорного участка кладки устанавливаем сборную железобетонную распределительную плиту (марки ПП) с размерами в плане 38 x 51 см. Фиксирующая прокладка под опорой ригеля отсутствует.

Устанавливаем характер распределения напряжений вдоль площадки опирания ригеля на кладку и находим положение центра тяжести эпюры напряжений (положение линии действия опорной реакции ригеля).

Краевые напряжения по формулам (7.27) равны

$$\sigma_{\max} = 1,66 + \frac{0,275 \cdot 25}{2} \cdot 0,01 = 1,694 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{\min} = 1,66 - \frac{0,275 \cdot 25}{2} \cdot 0,01 = 1,625 \text{ МПа.}$$

Эпюра напряжений и положение ее центра тяжести показаны на рис. 10.16,а.

Проверим размеры основания ригеля по условию

$$\sigma_{\max} \leq 0,8 \cdot \xi \cdot R_c; \quad 1,694 \text{ МПа} < 0,8 \cdot 1,525 \cdot 2 \cdot 1,1 = 2,684 \text{ МПа.}$$

В расчетной схеме распределительную плиту заменяем поясом кладки, имеющим размеры в плане те же, что и распределительная плита с эквивалентной по жесткости высотой, определяемой по формуле (7.25)

$$H = H_0 = 2 \cdot \sqrt[3]{204 \cdot 10^2 \cdot 4,53 \cdot 10^{-4} / 1100 \cdot 0,51} = 0,51 \text{ м,}$$

где $E_p = 0,85 \cdot E_b = 0,85 \cdot 24 \cdot 10^6 = 20,4$ кН/м² (204 · 10² МПа).

$I_p = b \cdot h^3 / 12 = 0,51 \cdot 0,22^3 / 12 = 4,53 \cdot 10^{-4}$ м⁴ ($h = 22$ см - предварительно принятая высота плиты);

модуль упругости кладки $E = 0,5 \cdot E_0 = 0,5 \cdot \alpha \cdot R_0 = 0,5 \cdot 1000 \cdot 2 \cdot 1,1 = 1100$ МПа.

Проверим достаточность длины распределительной плиты L , принимая положение равнодействующей давления от конца ригеля на плиту непосредственно на его торце (рис. 10.16,б).

Радиус влияния местной нагрузки равен $s = \pi \cdot H / 2 = \pi \cdot 0,51 / 2 = 1,57 \cdot 0,51 = 0,8$ м.

Используем формулы п.3 табл. 7.7:

$a_1 = 13$ см; $a_2 = 25$ см; $a_1 = 13$ см < $s = 80$ см; $a_1 = 13$ см > $a_2 / 2 = 25 / 2 = 12,5$ см;

$$a_0 = \frac{(a_1 + a_2)^2}{8 \cdot (a_1^3 + a_2^3)} = \frac{(0,13 + 0,25)^2}{8 \cdot (0,13^3 + 0,25^3)} = 0,146 \text{ м;}$$

$$\sigma_0 = \frac{Q}{2 \cdot a_0 \cdot d} \cdot \left(1 + 0,41 \cdot \frac{a_0^2}{H^2} \right) = \frac{166 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,146 \cdot 0,51} \cdot \left(1 + 0,41 \cdot \frac{0,146^2}{0,51^2} \right) = 1,152 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot Q \cdot a_2}{(a_1 + a_2) \cdot a_1 \cdot d} - \frac{\sigma_0 \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot a_1} = \frac{2 \cdot 166 \cdot 10^{-3} \cdot 0,25}{(0,13 + 0,25) \cdot 0,13 \cdot 0,51} - \frac{1,152 \cdot (0,13 + 0,25)}{2 \cdot 0,13} = 1,61 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \cdot Q \cdot a_1}{(a_1 + a_2) \cdot a_2 \cdot d} - \frac{\sigma_0 \cdot (a_1 + a_2)}{2 \cdot a_2} = \frac{2 \cdot 166 \cdot 10^{-3} \cdot 0,25}{(0,13 + 0,25) \cdot 0,25 \cdot 0,51} - \frac{1,152 \cdot (0,13 + 0,25)}{2 \cdot 0,25} = 0,837 \text{ МПа;}$$

$\sigma_1 = 1,61$ МПа > $R = 1,1$ МПа - длины распределительной плиты недостаточно.

По конструктивным соображениям длина опорной плиты не может быть увеличена, поэтому увеличиваем ее ширину. Последующие расчеты показывают, что достаточными размерами опорной плиты являются 38 x 77 см, при этом $\sigma_0 = 0,763$ МПа; $\sigma_1 = 1,066$ МПа < $R = 1,1$ МПа.

Определяем напряжения вдоль оси опорной плиты, перпендикулярной оси стены по формулам п.4 табл. 7.7 (рис. 10.16,в) уточнив величину H :

$a_1 = 12,4$ см < $s = 80$ см; $a_1 = 12,4$ см < $a_2 / 2 = 25,6 / 2 = 12,8$ см; $a_0 = 1,125 \cdot a_1 = 1,125 \cdot 12,4 = 13,95$ см;

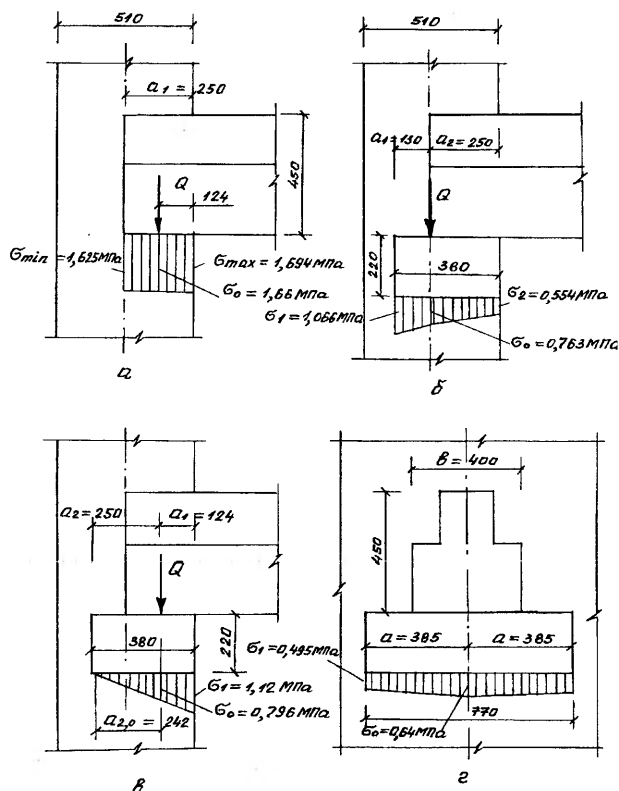


Рис. 10. 16.

$$\sigma_0 = \frac{166 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,1395 \cdot 0,77} \left(1 + 0,41 \cdot \frac{0,1395^2}{0,51^2} \right) = 0,796 \text{ МПа};$$

$$a_{2,0} = \sqrt{\frac{4 \cdot 166 \cdot 10^{-3} \cdot 0,124}{0,796 \cdot 0,77}} - 0,124 = 0,242 \text{ м};$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot 166 \cdot 10^{-3}}{0,124 \cdot 0,77} - \frac{0,796 \cdot (0,124 + 0,242)}{0,124} = 1,12 \text{ МПа};$$

$$\sigma_1 = 1,12 \text{ МПа} \approx R = 1,1 \text{ МПа}; \quad \psi_1 = \frac{166 \cdot 10^{-3}}{1,12 \cdot 0,77 \cdot 0,38} = 0,506.$$

Напряжения вдоль оси опорной плиты, параллельной оси стены, определяем по формулам п.8 табл. 7.7:

$$q = Q/b = 166/0,4 = 415 \text{ кН/м}; \quad b=0,4 \text{ м}; \quad d_1=0,38 \text{ м}; \quad a=0,385 \text{ м}.$$

По формуле (7.25) находим (рис. 10.16,г)

$$H_0 = 2 \cdot \sqrt[3]{204 \cdot 10^2 \cdot 4,53 \cdot 10^{-4} / 1100 \cdot 0,38} = 0,56 \text{ м};$$

$$\beta = 2 \cdot a / (\pi \cdot H_0 + b) = 2 \cdot 0,385 / (3,14 \cdot 0,56 + 0,4) = 0,357;$$

$$\sigma_0 = \frac{415 \cdot 0,4 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,385 \cdot 0,38} \cdot (1 + 0,357^2) = 0,64 \text{ МПа};$$

$$\sigma_1 = \frac{415 \cdot 0,4 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,385 \cdot 0,38} \cdot (1 - 0,357^2) = 0,495 \text{ МПа};$$

$$\psi_2 = \frac{166 \cdot 10^{-3}}{0,64 \cdot 0,77 \cdot 0,38} = 0,886;$$

$$\psi = \psi_1 \cdot \psi_2 = 0,506 \cdot 0,886 = 0,45.$$

Расчетную несущую способность определяем по формуле (4.8)

$$N_c = 0,573 \cdot 1,1 \cdot 2926 \cdot (100) = 184425 \text{ Н} = 184,4 \text{ кН} > Q = 166,0 \text{ кН},$$

где $d = 1,5 - 0,5 \cdot 0,45 = 1,275$; $\psi \cdot d = 0,45 \cdot 1,275 = 0,573$;

$$R_c = \xi \cdot R = 1 \cdot 1,1 = 1,1 \text{ МПа}; \quad A_c = 77 \cdot 38 = 2926 \text{ см}^2.$$

Так как $Q = 166 \text{ кН} > 0,8 \cdot N_c = 0,8 \cdot 184,4 = 147,5 \text{ кН}$, необходимо под распределительной плитой выполнить армирование сетками с ячейкой размером 60 x 60 мм и диаметром стержней 3 мм, укладываемых не менее чем в трех верхних (под плитой) горизонтальных швах.

Распределительная плита должна быть рассчитана на местное сжатие, изгиб и скалывание при действии местной нагрузки, приложенной сверху, и реактивного давления кладки снизу.

Литература

1. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции/ Госстрой России. - М.: ГУП ЦПП, 2000.
2. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования»)/ ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/ Госстрой России. - М.: ГУП ЦПП, 2000.
4. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия/ Госстрой России. - М.: ГУП ЦПП, 2000.
5. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/ Госстрой России. - М.: ГУП ЦПП, 2000.
6. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции/ Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
7. ГОСТ 4.206-83. СПКП. Строительство. Материалы стеновые каменные. Номенклатура показателей.
8. ГОСТ 530-95. Кирпич и камни керамические. Технические условия.
9. ГОСТ 379-95. Кирпич и камни силикатные. Технические условия.
10. ГОСТ 7484-78. Кирпич и камни керамические лицевые. Технические условия.
11. ГОСТ 13579-78. Блоки бетонные для стен подвалов. Технические условия.
12. ГОСТ 19010-82*. Блоки стеновые бетонные и железобетонные для зданий. Общие технические требования.
13. ГОСТ 21520-89. Блоки из ячеистых бетонов стеновые мелкие. Технические условия.
14. ГОСТ 6133-84. Камни бетонные стеновые. Технические условия.
15. ГОСТ 24594-81. Панели и блоки стеновые из кирпича и керамических камней. Общие технические требования.
16. ГОСТ 4001-84. Камни стеновые из горных пород. Технические условия.
17. ГОСТ 7025-91. Кирпич и камни керамические и силикатные. Методы определения водопоглощения, плотности и контроля морозостойкости.
18. ГОСТ 13580-85. Плиты железобетонные ленточных фундаментов. Технические условия.
19. ГОСТ 948-84. Перемычки железобетонные для зданий с кирпичными стенами. Технические условия.
20. ГОСТ 9479-84*. Блоки из природного камня для производства облицовочных изделий. Технические условия.
21. ГОСТ 9480-89. Плиты облицовочные пиленые из природного камня. Технические условия.
22. ГОСТ 13996-93. Плитки керамические фасадные и ковры из них. Технические условия.
23. ГОСТ 17057-89. Плитки стеклянные облицовочные коврово-мозаичные и ковры из них. Технические условия.
24. ГОСТ 25485-89. Бетоны ячеистые. Технические условия.
25. ГОСТ 8462-85. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе.
26. ГОСТ 24332-88. Кирпич и камни силикатные. Ультразвуковой метод определения прочности при сжатии.
27. ГОСТ 6427-75. Материалы стеновые и облицовочные. Методы определения плотности.
28. ГОСТ 28013-89. Растворы строительные. Общие технические требования.
29. ГОСТ 5802-86. Растворы строительные. Методы испытаний.
30. ГОСТ 5781-82*. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.
31. ГОСТ 6727-80*. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.
32. ГОСТ 16381-77*. Материалы и изделия строительные теплоизоляционные. Классификация и общие технические требования.
33. ГОСТ 5742-76. Изделия из ячеистых бетонов теплоизоляционные.
34. ГОСТ 9573-96. Плиты из минеральной ваты на синтетическом связующем теплоизоляционные. Технические условия.
35. ГОСТ 10140-80. Плиты теплоизоляционные из минеральной ваты на битумном связующем. Технические условия.
36. ГОСТ 10832-91. Песок и щебень перлитовые вспученные. Технические условия.
37. ГОСТ 12865-67. Вермикулит вспученный.
38. ГОСТ 15588-86. Плиты пенополистирольные. Технические условия.
39. ГОСТ 16136-80. Плиты перлитобитумные теплоизоляционные. Технические условия.
40. ГОСТ 20916-87. Плиты теплоизоляционные из пенопласта на основе резольных фенолформальдегидных смол. Технические условия.
41. ГОСТ 21880-84*. Маты прошивные из минеральной ваты теплоизоляционные. Технические условия.
42. ГОСТ 22950-95. Плиты минераловатные повышенной жесткости на синтетическом связующем. Технические условия.
43. ГОСТ 23307-78*. Маты теплоизоляционные из минеральной ваты вертикально-слоистые. Технические условия.
44. Бедов А.И. Методические указания и справочные материалы к дипломному проектированию «Технико-экономическая оценка вариантов конструктивных решений железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений. - М.: МГСУ, 2000.
45. Типовая документация на строительные системы и изделия зданий и сооружений. Серия 2.130-1. Детали стен и перегородок жилых зданий. - Вып. 23. Наружные кирпичные и каменные стены облегченной кладки. Материалы для проектирования и рабочие чертежи. - М.: ЦИТП, 1982.
46. Типовые конструкции и детали зданий и сооружений. Серия 2.130-1. Детали стен и перегородок жилых зданий. - Вып. 1. Кирпичные стены сплошной кладки. - М.: ЦИТП, 1970.
47. Рекомендации по усилению каменных конструкций зданий и сооружений/ ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1984.