

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»

Т.И. Баранова, А.В. Туманов

ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Пенза 2013

УДК 69.022:691.421-431

ББК 38.51

Б24

Рецензенты: директор ООО «АкадемПроект»
А.А. Полежай;
доктор технических наук, профессор
С.В. Бакушев (ПГУАС)

Баранова Т.И.

Б24 Прочность и устойчивость каменных и армокаменных конструкций: моногр. / Т.И. Баранова, А.В. Туманов. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 280 с.

ISBN 978-5-9282-0907-0

Излагается методология построения и методы расчета стержневых и каркасно-стержневых моделей железобетонных и армокаменных стеновых конструкций. Рассматривается теория сопротивления указных конструкций.

Монография предназначена для студентов, магистрантов и аспирантов, обучающихся по направлению 270800.62 «Строительство». Монография может быть использована в практике проектирования.

ISBN 978-5-9282-0907-0

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2013
© Баранова Т.И., Туманов А.В., 2013

ПРЕДИСЛОВИЕ

Чрезвычайно актуальным в настоящее время является повышение надежности и эффективности строительства за счет внедрения новых методов расчета несущих конструкций.

Данная монография выполняет несколько функций, при проектировании железобетонных, каменных и армокаменных конструкций на основе традиционных нормативных требований, а также на основе новых нормативных методов расчета прочности конструкций. Новый метод расчета разработан авторами монографии. Он базируется на стержневых аналоговых моделях, позволяющих определять действующие усилия в стержнях моделей конструкций, с высокой точностью описывающих характер сопротивления конструкций в зоне максимальных поперечных сил. Расчет прочности этих конструкций осуществляется на основе каркасных моделей, в элементах которых концентрируются траектории главных сжимающих и растягивающих напряжений.

Монография содержит шесть разделов. Форма изложения материала подчеркивает научные основы каждого раздела, которые формулируются при анализе полученных результатов исследований.

В первом разделе дается обзор и анализ систем перевязок каменных кладок.

Во втором разделе описывается работа элементов каменных конструкций.

В третьем разделе описывается работа армокаменных конструкций.

В четвертом разделе рассматривается расчет и конструирование элементов каменных зданий.

В пятом разделе анализируются экспериментальные исследования стен из армированной каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил.

В шестом разделе произведен анализ результатов экспериментальных исследований фрагментов стен.

Материал иллюстрирован многочисленными рисунками, графиками, таблицами, фотографиями испытанных конструкций.

ВВЕДЕНИЕ

Важным условием технического прогресса является создание организационных форм интеграции науки, техники и производства, которые обеспечат четкое и быстрое прохождение научных идей от их зарождения до широкого применения на практике.

В области создания железобетонных, армокирпичных строительных конструкций одной из таких форм является развитие теории расчета конструкций, обеспечивающей разработку эффективных конструктивных решений, рациональных видов армирования элементов, снижение металло- и энергоемкости и последующее внедрение в типовые серии, по которым конструкции изготавливаются на заводах, а затем применяются в строительстве в широких масштабах.

Актуальность создания новых методов расчета железобетонных, кирпичных и армокирпичных элементов, диктовалась необходимостью совершенствования видов армирования на основе создания расчетного аппарата, позволяющего выработать принципы рационального армирования и определять требуемое количество арматуры.

Созданию такой теории расчета и конструирования железобетонных, армокирпичных элементов предшествовал анализ результатов экспериментальных исследований, выполненных в нашей стране и за рубежом, результаты которого позволили установить закономерности сопротивления элементов, разработать широкую программу исследований и испытаний основных представителей этих конструкций.

Дальнейшее совершенствование метода расчета, основано на создании расчетной схемы, оценивающей предельное состояние и позволяющей получить расчетные зависимости в полной мере описывающей закономерность изменения разрушающих усилий при изменении основных факторов: соотношения вертикальных и горизонтальных сил, а также схем армирования и количества арматуры.

1. СИСТЕМЫ ПЕРЕВЯЗОК КАМЕННЫХ КЛАДОК

1.1. Основные понятия

Под каменной кладкой обычно понимают сложное тело, состоящее из камня (кирпича) и раствора. Совместная работа отдельных элементов кладки обеспечивается определенной системой перевязки отдельных камней и сцеплением раствора с камнем в швах кладки после отвердевания. Если же каменные материалы рассматривать в широком смысле, то к ним следует отнести все виды бетонов, которые отличаются от собственно кладки только тем, что камень применяется сравнительно мелкого объема (щебень, гравий). При этом конечно не может быть и речи о какой-либо системе перевязки, и прочность бетона определяется главным образом прочностью отвердевшего раствора. Промежуточным видом каменного материала между бетоном и кладкой является так называемый бутобетон, представляющий собой бетон с включением отдельных крупных камней неправильной формы, укладываемых в бетон без перевязки.

По своим механическим свойствам бетоны и кладки имеют весьма много общего, почему их целесообразно при решении многих вопросов рассматривать совместно; в частности это относится к вопросам, связанным с упругими свойствами. Конструкции монолитных легкобетонных или крупноблочных стен по своей работе ближе подходит к области кладок, чем к области железобетонных конструкций. Поэтому в дальнейшем по необходимости будет рассматриваться чрезвычайно широкая область конструкций от кирпичной и бутовой кладки до монолитных бетонных конструкций.

Основные виды кладки, применяемые в строительстве, следующие:

1) кирпичная – из кирпича красного, силикатного и так называемого эффективного (пористого, пустотелого, дырчатого, глино-трепельного, трепельного, шлакового и др.);

2) из бетонных камней – легкого и тяжелого бетона (теплого и холодного) сплошных и пустотелых;

3) бутовая – из естественного камня твердых пород неправильной формы;

4) из крупных блоков – из легкого и тяжелого бетона;

5) монолитные бетонные конструкции;

6) кладки из естественного камня правильной формы твердых пород (тесовая кладка) и легких пород (из ракушечника и туфа);

7) сырцовых глиняных камней (саман и глино-кальцинированные камни).

Наиболее изученными являются конструкции из кирпичной кладки и тяжелых бетоном, по которым имеется сравнительно большой эксперимен-

тальный материал зарубежных и наших лабораторий. Менее изучены кладки из бута, бетонных камней и крупных блоков и монолитные конструкции из легких бетоном. Относительно этих конструкций мы руководствуемся по преимуществу данными опытов последних лет.

Следует однако отметить, что объем экспериментальных работ последних лет в области каменных конструкций настолько велик, что дает решения для большинства основных вопросов прочности и упругих свойств кладки. Наличие этих данных кладет достаточное прочное начало новой науке – теории каменных конструкций.

1.2. Основные системы перевязок кирпичных кладок

Экспериментальные данные в области кирпичных кладок относятся главным образом к кладке из красного кирпича. Значительно меньше опытов производилось с силикатным и эффективным кирпичом, причем результаты опытов пока не дают оснований установить существенную разницу в работе различных видов кирпича в кладке. На настоящий период мы объединяем все виды кирпича со стороны механической работы их в кладке в одну группу.

В кирпичной кладке много внимания уделялось в прошлом вопросам перевязки, так как малый размер кирпича позволяет при принятых толщинах стен применять несколько систем перевязки. Опыты последних лет показали, что со стороны прочности и других свойств кладки перевязка не играет такой существенной роли, как это принято думать. Поэтому вопрос о перевязке должен рассматриваться главным образом как вопрос производственный, а не конструктивный. Ввиду больших разногласий в отношении оценки различных систем перевязки кирпичной кладки остановимся на этом вопросе несколько подробнее.

В настоящее время широкое распространение на строительствах имеют три системы перевязки: старые европейские системы – цепная, крестовая и т.п. (они же русские), цитовская и американские. Меньшее распространение получили кладки по системе Попова и ложковая без 3/4-кирпичей. Существует еще огромное количество систем, предложенных отдельными изобретателями, но они практического значения не получили и могут быть оставлены без рассмотрения.

Основные правила старых европейских систем перевязки сводились к следующему:

- 1) все швы двух последовательных рядов должны быть взаимно перекрыты кирпичом;
- 2) кладка по преимуществу должна вестись тычками; ложки укладываются только в тех местах, где без них нельзя достигнуть полной перевязки.

Типичным образцом нашей старой системы перевязки является так называемая цепная система перевязки (рис. 1.1).

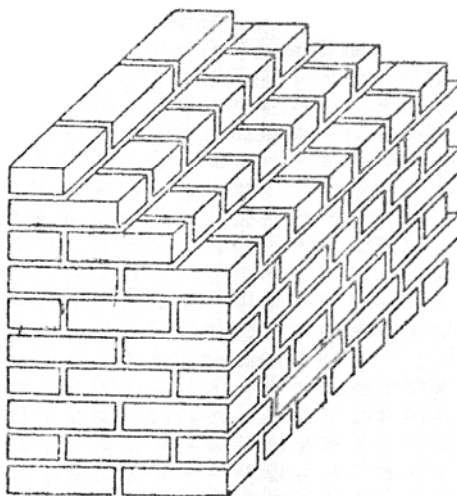


Рис. 1.1. Кирпичная кладка цепной системы перевязки.
Общий вид стены в 2 кирпича в процессе возведения

Недостаток применяемых нами систем перевязки заключается прежде всего в их сложности, требующей от каменщика большого внимания при производстве работ.

Другим недостатком наших старых систем перевязки является то, что приходится употреблять большое количество так называемых $3/4$ -кирпичей. При этом для получения $3/4$ -кирпичей приходится окалывать кирпич, что требует траты времени и связано с порчей кирпича.

Третьим недостатком является меньшая приспособленность старых систем перевязки к рационализации производственного процесса и введению расчлененного способа производства работ.

Расчленение труда каменщика и работа звеньями из двух-трех человек выдвинуты сейчас каменщиками как основной прием кладки, позволяющий в несколько раз поднять производительность труда каменщика.

Первое знакомство с американскими кладками показывало, что наши правила перевязки не являются бесспорными. В Америке наше правило о перевязке в каждом ряду совершенно не соблюдается. Считается достаточным, если такая перевязка произведена через 5 рядов. Нормальная конструкция американской стены представляет собой несколько стенок в $1/2$ -кирпича, сложенных из ложков и перекрытых между собой через 5 рядов тычковым рядом (рис. 1.2 и 1.3).

При этом отдельные ложковые ряды не только не перевязаны, но даже не связаны раствором. Продольные швы между отдельными стенками в $1/2$ -кирпича остаются пустыми.

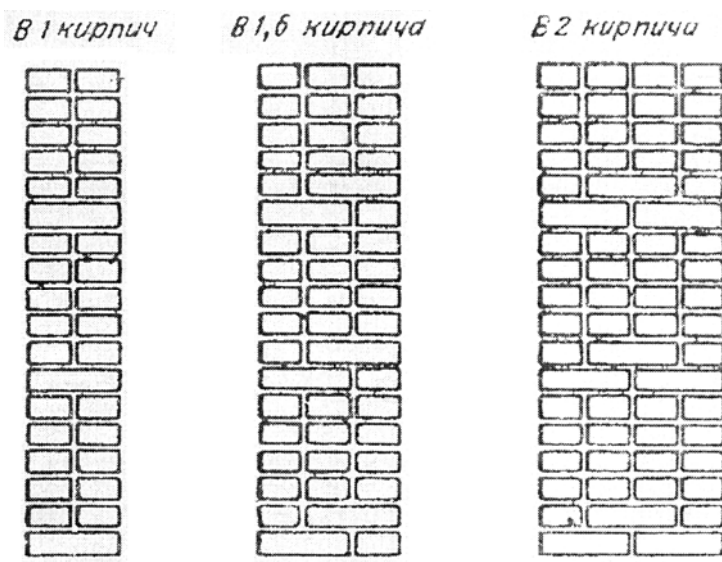


Рис. 1.2. Кирпичная кладка американской системы перевязки.
Разрез стены в 1, 1½ и 2 кирпича

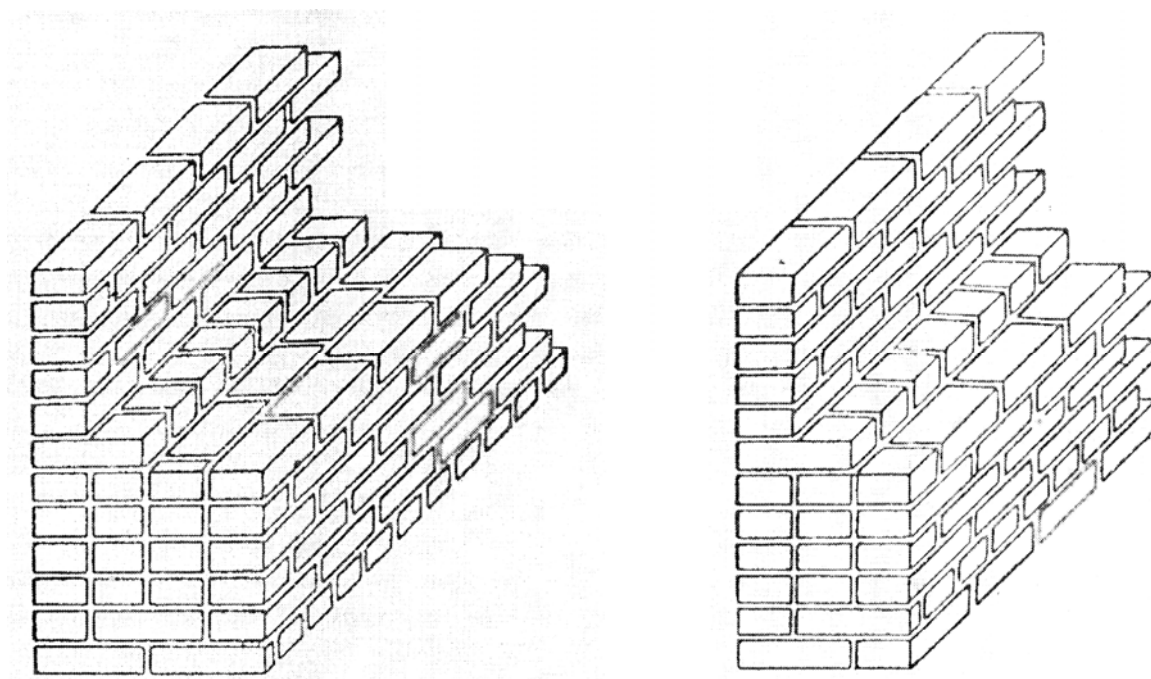


Рис. 1.3. Американская кладка.
Общий вид стены в 2 и 1½ кирпича в процессе возведения

Основным показателем кладки является прочность на сжатие. Большие серии опытов на сжатие, произведенные в США над образцами с американской перевязкой и в Европе с европейской перевязкой, показали, что нет существенной разницы в результатах, которая говорила бы о большей прочности европейской перевязки сравнительно с американской.

Многие наши строители недоверчиво относятся к американской системе перевязки, полагая, что отсутствие перевязки должно сказаться на прочности кладки. Мы так привыкли к своим правилам перевязки, что на

чрезвычайно трудно усвоить противоположную точку зрения. Иностран-
ные опыты казались недостаточно убедительными, так как они произво-
дились в различных условиях и над кладкой из различных материалов.
Параллельных опытов поставлено не было.

В то же время работами Центрального института труда (ЦИТ) было
установлено, что американская система перевязки имеет ряд преимуществ,
на которых мы остановимся дальше. Исходя из того, что для прочности
кладки должно быть соблюдено наше основное правило – преобладание в
кладке тычков, ЦИТ разработал новую систему перевязку, в которой
преобладают тычки и в то же время сохранены производственные преиму-
щества американской системы. В ней тычковые и ложковые ряды цепной
перевязки повторяются несколько раз (до пяти), почему они носят на-
звание многорядных кладок (рис. 1.4). Таким образом цитовская система
перевязки возникла из стремления повысить прочность ложковой амери-
канской кладки путем введения максимального количества тычков.

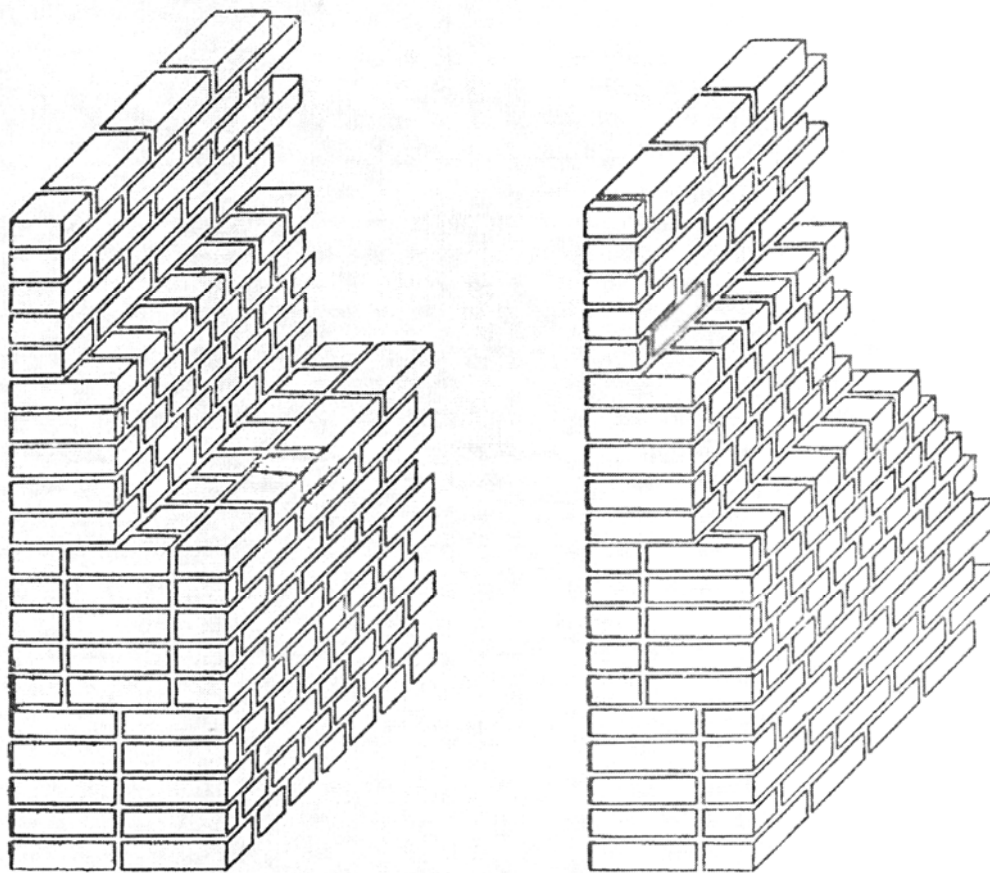


Рис. 1.4. Цитовская системы перевязки.
Общий вид стены в 2 и 1½ кирпича в процессе возведения

Впервые параллельные опыты по определению прочности кладки при
различных системах перевязки были поставлены в ЦНИПС в 1932 г. инж.
Н.И. Кравчени. Эти опыты показали, что перевязка существенного влияния
на прочность кладки не оказывает и что европейская и американская

системы перевязки с точки зрения прочности должны быть признаны практически равноценными. Испытывались столбы кладки $1\frac{1}{2} \times 2$ кирпича высотой 1,2 м из кирпича прочностью 145 кг/см^2 (при испытании по стандартному методу), на цементном растворе 1:4 прочностью 88 кг/см^2 следующих систем перевязки:

- а) цепная;
- б) американская с заполненными вертикальными швами;
- в) ложковая по варианту проф. Онищика (без применения 3/4-кирпичей);
- г) американская с пустыми вертикальными швами;
- д) цитовская.

Результаты испытания приводятся в табл. 1.1:

Т а б л и ц а 1 . 1

Результаты сравнительных испытаний кладок
с различными системами перевязки, произведенных ЦНИПС в 1932 г.
Прочность кирпича 145 кг/см^2 . Раствор 1:4, прочность его 88 кг/см^2

Система перевязки	Временное сопротивление кладки, кг/см^2	Относительная прочность кладки
Цепная	34,7	1,0
Американская с заполненным вертикальным швом	34,0	0,98
Ложковая по варианту проф. Онищика (без 3/4-кирпичей)	33,5	0,97
Американская с пустым вертикальным швом	32,4	0,94
Цитовская пятирядная	30,0	0,86

Интересно отметить, что ЦИТ, ставя задачу повысить прочность американской кладки, получил более слабую кладку. Это говорит о том, что чрезвычайно рискованно решать такие вопросы, как прочность кладки, на основании только теоретических соображения, не проверяя себя экспериментами. Дальнейшие опыты ЦНИПС (1933-1934 гг.) с образцами высотой до 4,8 м подтвердили, что аналогичные сравнительные результаты прочности кладки различных систем сохраняются в общем и при большой высоте образцов.

Что перевязка имеет лишь очень небольшое значение, подтверждается и характером разрушения образцов. На рисунке (рис. 1.5) мы видим сравнительную картину развития в кладке при двух системах перевязки. Принципиальной разницы между ними нет: и та и другая кладки разбиваются рядом вертикальных трещин на отдельные стенки в $1/2$ кирпича, причем наличие большого количества тычков в цепной кладке не меняет характера разрушения.

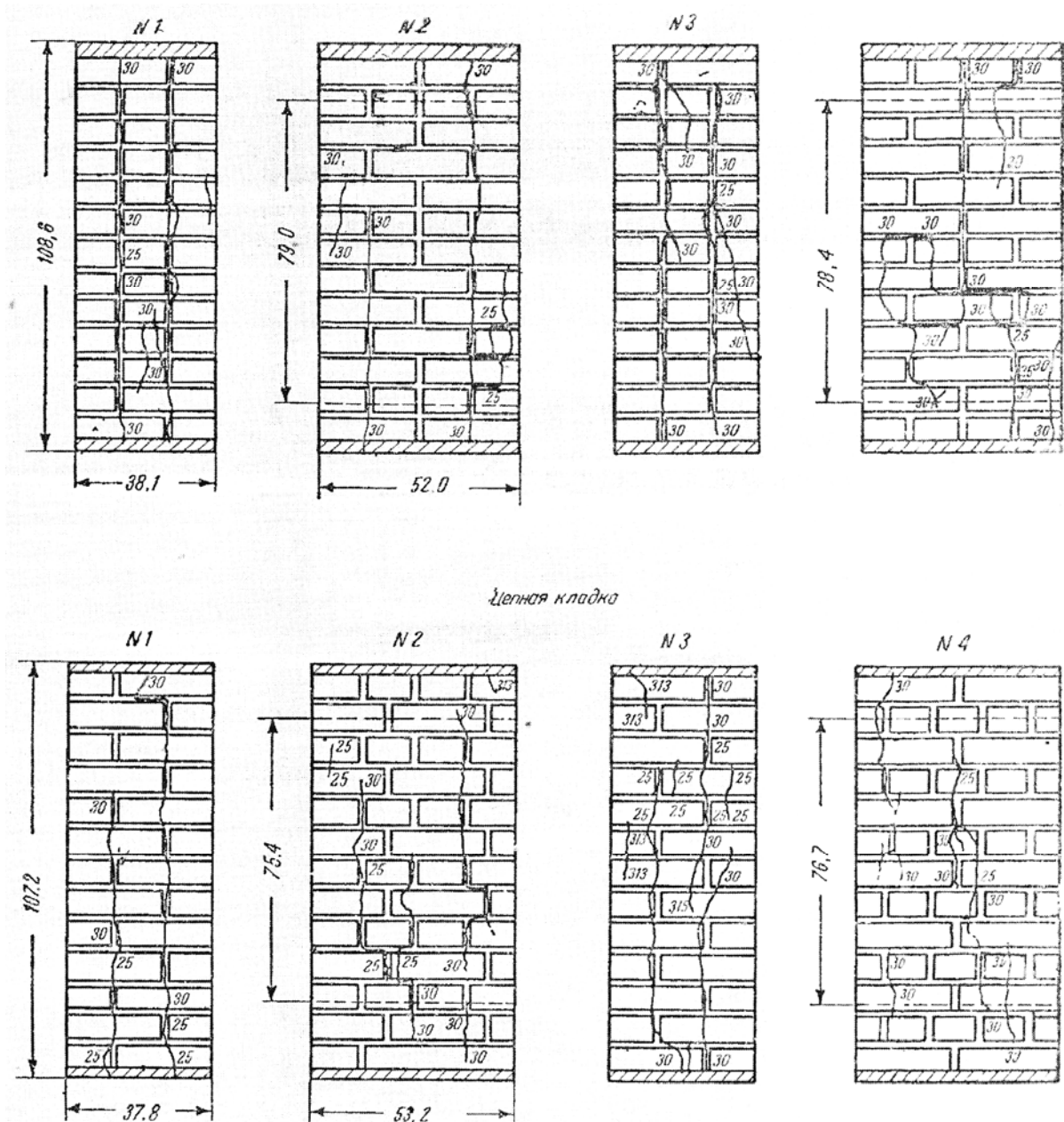


Рис. 1.5. Характер разрушения ложкой (вверху) и цепной (внизу) кладки при центральном сжатии под прессом. Вид столбов $1\frac{1}{2} \times 2$ кирпича с четырех сторон (№1-4) (ЦНИПС)

Из сопоставления большого количества параллельных испытаний цепной и американской систем можно установить, что влияние недостатка тычков в американской перевязке сказывается только в том, что первые трещины в ней возникают при несколько меньшей нагрузке, чем в цепной кладке. Временные же сопротивления разнятся весьма незначительно, почему с точки зрения прочности две эти системы кладки должны быть признаны равноценными. В отношении же цитовской перевязки опыты показали более значительное снижение прочности, однако достаточно удовлетворительного объяснения этому снижению пока еще не найдено. Вероятной причиной снижения прочности цитовской кладки в $1\frac{1}{2}$ кирпича

следует считать то, что на отдельных участках высотой в 5 рядов нарушается симметричность кладки, в результате чего возникает «внутренние» эксцентриситеты, понижающие временное сопротивление кладки. При кладке в 2 кирпича, где симметричность сохраняется во всех сечениях, нет оснований ожидать заметного снижения прочности.

Опыты показали своей задачей также выяснение влияния заполнения вертикального продольного шва раствором. Это влияние выразилось в пределах только 4 %. Аналогичные опыты, поставленные в США в 1929 г., показали также весьма незначительное снижение прочности при пустых продольных швах.

Вопрос о сравнительной прочности нашей и американской системы перевязки далекое еще не разрешается только лабораторными опытами на равномерное сжатие столбов и стен. В некоторых случаях нагрузки американская кладка несомненно прочнее нашей: она лучше сопротивляется возникновению трещин при осадке зданий. При наших системах перевязки швы перекрываются сдвигом следующего ряда на $1/4$ кирпича. При осадках здания это делает возможным образование ступенчатой трещины исключительно по швам, не затрагивая цельного кирпича. Таким образом возникновению трещин сопротивляется только раствор, а так как известковые и смешанные растворы работают на растяжение плохо и имеют плохое сцепление с кирпичом, то сопротивление нашей кладки появлению трещин при неравномерной осадке фундамента очень небольшое. При американской перевязке швы в ложковых рядах перекрываются в $1/2$ кирпича. В такой кладке осадочные трещины не могут расположиться в виде ступенчатой линии в швах кладки и проходят через отдельные кирпичи (рис. 1.6). Таким образом в американской кладке возникновению осадочных трещин сопротивляется не только раствор, но и кирпич, почему такая кладка противостоит появлению трещин.

Для общей оценки двух систем перевязки с конструктивной стороны можно указать, что продольных трещин в кладке вследствие расслоения ее под нагрузкой мы не встречаем совершенно, поперечные же трещины вследствие неравномерной осадки встречаются постоянно. Поэтому важнее, чтобы кладка лучше сопротивлялась усилиям при осадке, для чего нужно, чтобы в ней преобладали ложковые ряды. Мы опять должны отметить разницу между условиями фактической работы кладки в здании и лабораторными условиями. Как показывают наблюдения над выстроенными зданиями, первыми признаками разрушения является появление поперечных трещин с фасада вследствие неравномерной осадки здания. Если бы мы имели такое же прочное основание, как и при установке стены под прессом в лаборатории, тогда имели бы и аналогичный характер разрушения, т.е. сначала разрушились бы тычки, и следовательно американская кладка относительно появления первых трещин оказалась бы несколько в менее благоприятных условиях, чем тычковая европейская.

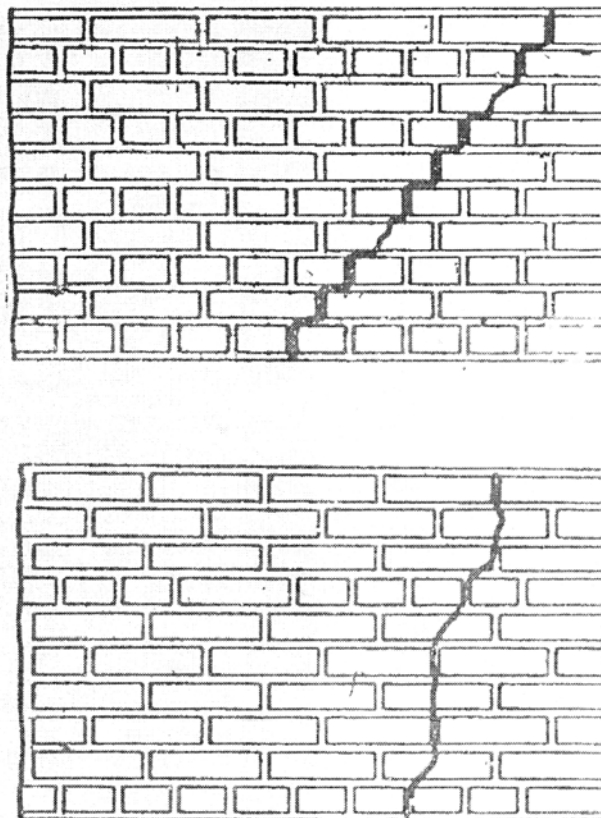


Рис. 1.6. Характер образования поперечных трещин в цепной и американской кладках при осадке стен, растяжении и т.п.

Если же мы перейдем к условиям естественной службы здания, то здесь, как уже указывалось, скажется преимущество американской ложковой системы перевязки, так как временным сопротивлением кладки будет момент разрушения, выражающийся в появлении поперечных трещин, которым ложковая кладка на слабых растворах сопротивляется лучше тычковой. Таким образом, американская кладка, состоящая почти исключительно из ложков, с этой стороны имеет преимущество перед русскими и немецкими системами перевязки.

Чрезвычайно любопытно, что взгляды европейцев и американцев на требования к перевязке кладки диаметрально противоположны. Американские строители считают увеличение тычковых рядов свыше одного на 5 рядов не только нежелательным, но даже вредным для прочности кладки в условиях ее службы в здании. Так как убежденность наших строителей в недостаточной прочности американской кладки чрезвычайно велика и тормозит введение этой перевязки в нашу практику, мы считаем целесообразным ознакомить читателей подробнее с противоположной точкой зрения американских строителей.

Большой знаток американской кладки Франк Гильбрет в своей книге «Системы кладки кирпича» подробно останавливается на сравнении тыч-

ковой европейской и ложковой американской кладок. Приводим полностью некоторые весьма убедительные выдержки из этой книги:

«Многие авторитеты утверждают, что обыкновенная и крестовая перевязки с перекрытием только $\frac{1}{4}$ кирпича самые прочные ввиду того, что сплошные тычковые ряды в них встречаются через 1 ряд. Это – большое заблуждение, опровергаемое самими стенами. Стены, дефектные из-за недостаточного числа в них тычковых рядов, редки. Стены же, имеющие ступенчатые трещины между кирпичами, очень обычны».

«На лицевой части стен многих старых кирпичных зданий можно видеть ступенчатые трещины, являющиеся результатом оседания или же расширения и сжатия из-за колебаний температуры, но встречается очень мало зданий с какими-либо повреждениями или трещинами, являющимися результатом расслоения из-за недостаточного числа тычков».

«Нам приходилось разбирать здания, стены которых имели по 19 ложковых рядов между тычковыми рядами, и в них не обнаруживалось никаких признаков расслоения из-за недостатка тычков».

«Мы никогда не видали и не слыхали о случаях, чтобы стены расслаивались вдоль вертикально при семи рядах ложков между одним рядом тычков, и тщательное исследование тысячи кирпичных столбов стен убедило нас, что наиболее слабым местом у стен бывает недостаток ложков, как это явствует из наличия ступенчатых трещин, и что чем больше ложковых рядов, тем крепче стены в продольном направлении».

Нам представляется на основании изложенного, что вопрос о сравнительных достоинствах американской и европейской систем перевязки с точки зрения прочности не может быть разрешен элементарными лабораторными опытами. Здесь требуется постановка опытов над стенами здания в естественных условиях. Во всяком случае доводы американских знатоков кладки весьма убедительны.

Таким образом вопрос о системе перевязки для стен должен быть разрешен не столько с точки зрения прочности, так как таковая в достаточной степени обеспечивается всеми системами, а с точки зрения теплотехнической и производства работ.

Оценивая конструкцию американской стены с теплотехнической стороны, мы должны отметить, что она имеет преимущество по сравнению с нашей конструкцией. Замкнутые по высоте воздушные прослойки между отдельными стенками, разделенные через 5 рядов тычковыми рядами, являются хорошей защитой против передачи тепла. Теплотехнический расчет показывает, что в стенах в $1\frac{1}{2}$ кирпича эти зазоры дают дополнительную теплозащиту, равную половине кирпича. Это значит, что, применяя американскую систему, мы без всякой затраты на утепление экономим $\frac{1}{2}$ кирпича в толщине стены.

Стена в 2 кирпича, сложенная по американской системе холодном растворе с пустыми вертикальными швами с одной внутренней холодной штукатуркой в 1,5 см, имеет общее термическое сопротивление $R_{\text{общ}} = 1,16$ и коэффициент теплоустойчивости при одной топке в сутки $\varphi_1 = 5,85$, при двух топках $\varphi_2 = 6,45$, т.е. удовлетворяет полностью всем условиям для стен жилых домов во II климатическом поясе, где при обычной кладке нужно делать стены в 2½ кирпича.

Стена в 1½ кирпича по американской системе при тех же условиях имеет общее термическое сопротивление $R_{\text{общ}} = 0,90$ и коэффициент теплоустойчивости $\varphi_1 = 4,55$ и $\varphi_2 = 5,0$, т.е. удовлетворяет всем требованиям III климатического пояса, где мы применяем при обычной кладке стену в 2 кирпича.

Таким образом в американской кладке утепление достигается наиболее дешевым путем без применения какого-либо изоляционного материала – простым оставлением незаполненных раствором швов. Но американцы идут дальше, применяя особый вид внутренней штукатурки кирпичных стен по деревянным рейкам, удаленным на 5 см от стены. Такая штукатурка позволяет им сэкономить в теплотехническом отношении еще 1/2 кирпича. В результате они в таких же климатических условиях, где мы применяем кладки в 2½ кирпича, кладут стены по своей системе в 1½ кирпича, не прибегая к теплым растворам.

Если мы произведем расчет распределения температур в такой стене, то увидим, что первый воздушный прослойка между штукатуркой и стеной имеет во время больших морозов температуру ниже точки росы. Следовательно при пористости штукатурки здесь можно ожидать осаждения паров комнатной влаги со всеми вытекающими отсюда нежелательными последствиями. В американском строительстве проникновению влажного воздуха внутрь воздушного прослойка препятствует плотная верхняя алебастровая корочка штукатурки. В какой мере наша обычная штукатурка будет гарантировать пароизоляцию, без опытной проверки сказать трудно. Во всяком случае, учитывая широкое распространение стен такого типа в Америке, нельзя на основании одних только теоретических соображений отказываться от них, а следует разрешить вопрос посредством опытного строительства.

Большим преимуществом американской системы является также, то что кладка с пустыми швами просыхает значительно скорее. Кроме того известь в растворе легче получает углекислоту из воздуха и скорее твердеет, поэтому кладка быстрее получает свою прочность, чем наша сплошная кладка, особенно, если она, как это обычно у нас практиковалось прежде, залита жидким раствором – прыском.

Помимо теплотехнических преимуществ американская перевязка имеет большие преимущества и с производственной стороны. Наиболее трудной

частью кладки, требующей высокой квалификации, является выкладка так называемого верстового кирпича, т.е. кирпича, который образует лицо стены, причем особенно точно должна производиться кладка фасадного лица. Что же касается внутренней части стены, так называемой забутки, то здесь точности укладки не требуется. Укладка забутки значительно легче и быстрее. Поэтому в производстве та система кладки легче, где меньше верстового кирпича и больше забутки. С этой стороны американская кладка имеет несомненные преимущества как требующая меньшего количества верстового кирпича, что выражено в табл. 1.2.

Т а б л и ц а 1 . 2

Система кладки	в 2½ кирпича		в 2 кирпича		в 1½ кирпича	
	% верстовой кладки	% забутки	% верстовой кладки	% забутки	% верстовой кладки	% забутки
Цепная кладка	60	40	75	25	100	-
Американская кладка	47	53	58	42	78	22

Анализируя вопрос о тычковой и ложковой кладках, ЦИТ пришел к выводу, что тычковые ряды по характеру движений каменщика в общем легче класть, чем ложковые. Может быть, это соображение и справедливо для отдельных кирпичей, но сказаться на общих результатах кладки оно может только при толстых стенах и то только под штукатурку, где укладка лица не играет такой большой преобладающей роли во всей работе. Что же касается тонких стен, то соображения американцев о преимуществах ложковой кладки и с производственной стороны надо считать справедливыми.

Другим преимуществом американской кладки с производственной стороны является меньшее количество $\frac{3}{4}$ -кирпичей. При наших перевязках для выкладки простенков и углов $\frac{3}{4}$ -кирпичи чередуются через ряд. В американских перевязках $\frac{3}{4}$ -кирпич, как правило, применяется только в тычковых рядах, т.е. чередуется через 5 рядов (рис. 1.7).

Американская перевязка позволила создать особый «американский» способ производства работ, имеющий большие преимущества с производственной стороны. Он заключается в том, что вначале выкладывается наружная стенка в 1/2 кирпича на высоту пяти рядов с соблюдением всех правил перевязки по уровню и шнуру. На эту работу тратится значительное время, а затем остается более легкая часть работы – укладка внутренней части стены, которая производится чрезвычайно быстро. Раствор наносится узкой полоской на всю длину ложкового ряда, и укладка кирпича ведется двумя руками совсем без применения кельмы. Такое разделение работы в целом ускоряет работу. Кроме того оно облегчает распределение работы между несколькими рабочими при переводе на функциональный метод производства работ.

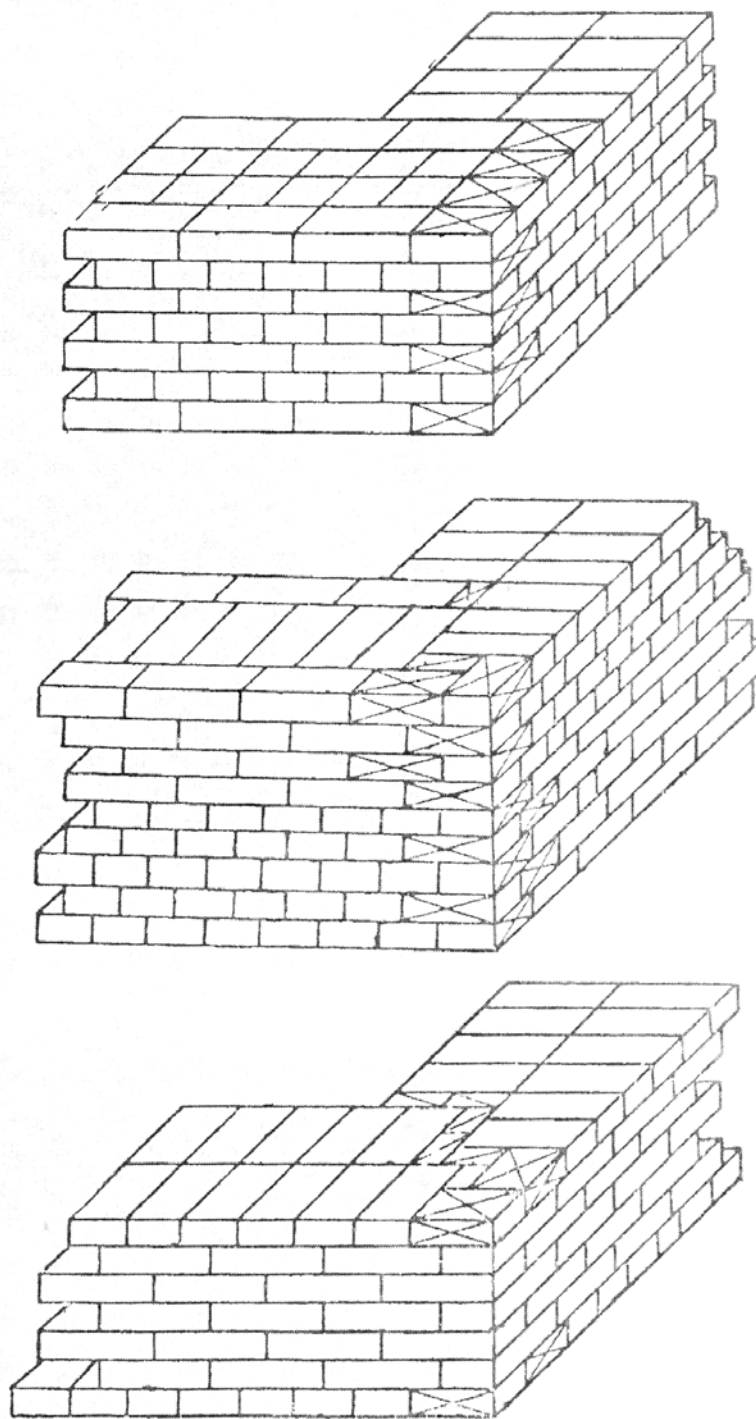


Рис. 1.7. Образование угла в цепной, цитовской и американской перевязках

Те же производственные преимущества имеет и цитовская система перевязки.

Свою особую систему перевязки ЦИТ создал на основании изучения немецкой и американской кладок. Оценив преимущества американской системы, допускающей перевязку через 5 рядов, ЦИТ внес в обе системы кладок свои изменения. Исходя из того, что тычковые ряды класть легче ложковых, ЦИТ в своей системе перевязки имеет по преимуществу тыч-

ковые ряды. С другой стороны, как мы уже упоминали, прислушиваясь к мнению наших строителей, относящихся недоверчиво к американской кладке, ЦИТ ставил своей задачей повысить прочность американской стены именно в поперечном направлении для предупреждения расслаивания стены, что достигается также применением тычковых рядов.

Из таких соображений и возникла цитовская многорядная система кладки (кладка Шидловского), позволившая выработать особые весьма целесообразные приемы кладки. Однако, давая оценку цитовской перевязки, мы должны отметить следующее:

1 Соображения с производственной стороны о преимуществах тычковой кладки перед ложковой, которые имели значение для толстых стен, когда новая система вырабатывалась, при переходе на стены в $1\frac{1}{2}$ -2 кирпича теряют свое значение. Что же касается соображений о недостаточной прочности американской кладки, то они опровергнуты экспериментом.

2. Тычковая цитовская кладка еще больше, чем старая русская, требует применения $\frac{3}{4}$ -кирпичей. Это происходит потому, что для перевязки тычковых рядов между собой необходимо в каждом ряду делать сдвиг на $\frac{1}{4}$ кирпича. Сказанное поясняется рисунком перевязки угла (см. рис. 1.7).

3. Новые повышенные архитектурные требования к оформлению фасадов зданий повлекут за собой введение облицовочного кирпича повышенного качества и соответственно более дорогой цены. Этот кирпич в будущем должен стать основным материалом для неоштукатуриваемых фасадов. В целях экономии дорогого облицовочного кирпича из всех систем кладки придется остановиться для наружных стен на американской системе как требующей наименьшего облицовочного материала.

4. При кладке толстых стен под штукатурку целесообразно цитовская перевязка как повышающая в этом случае производительность труда. При применении цитовского способа кладки вприсык особенный эффект достигается при тычковой кладке. Однако является сомнительным, настолько ли велики преимущества, чтобы оправдать введение двух систем кладки и связанное с этим нарушение однообразия работы и тренировки каменщиков.

Подводя итоги сравнительной оценки трех систем перевязки, мы можем свои выводы сформулировать следующим образом:

1. Старая европейская система перевязки стен должна быть сдана в архив как не представляющая никаких конструктивных преимуществ и имеющая большие производственные недостатки сравнительно с новыми системами.

2. Цитовская система перевязки явилась промежуточной системой и облегчила переход наших строителей к американским системам. Она сослужила свою службу и также должна сойти со сцены.

3. Американская система (под ней понимаются все многорядные ложковые перевязки) должна стать основной в нашем строительстве. Она имеет еще одно достоинство. Посредством небольших изменений можно совершенно отказаться от применения $\frac{3}{4}$ -кирпичей, что и было предложено авторами.

1.3. Перевязка кирпичной кладки без $\frac{3}{4}$ -кирпичей

Предложенные авторами и принятое 1 Всесоюзной конференцией по кирпичной кладке в 1931 г. в Москве изменение системы перевязки является дальнейшим усовершенствованием американской кладки. Если мы посмотрим внимательно на выполненную американскими каменщиками кладку стен под штукатурку, то увидим, что правило о перевязке тычковым рядом прилегающих ложковых рядов посредством сдвига тычков на $\frac{1}{4}$ кирпича фактически не соблюдается и остается только на бумаге. На рис. 1.8 мы видим сложенную в США в лабораторных условиях стену, которая относится к группе стен, особо тщательно сложенных. На рисунке показано совпадение вертикальных швов в очень многих случаях. видно, что здесь не ставилась задача дать систематическую перевязку тычками ложков. Между тем это правило требует осложнения работы путем введения $\frac{3}{4}$ -кирпичей. Поскольку мы допускаем в американской кладке в поперечном сечении совпадение швов в пяти рядах, тем более можно допустить совпадение трех швов с фасада. При этом оказалось возможным совершенно избежать применения $\frac{3}{4}$ -кирпичей. Отдельные детали новой системы перевязки без $\frac{3}{4}$ -кирпичей даны на рис. 1.9-1.13.

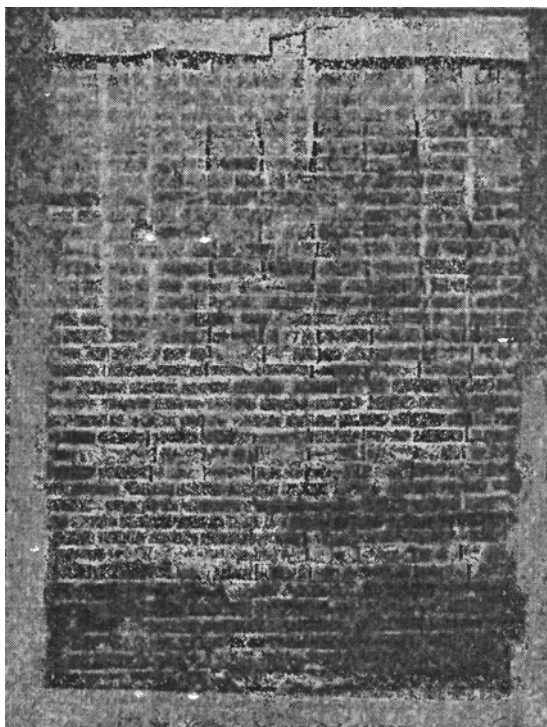


Рис. 1.8. Образец стены американской кладки, сложенной для испытания в лаборатории бюро стандартов США. Характеризуется в отчете об испытаниях как тщательно сложенный. На рисунке отмечено совпадение швов тычкового и прилегающих ложковых рядов.

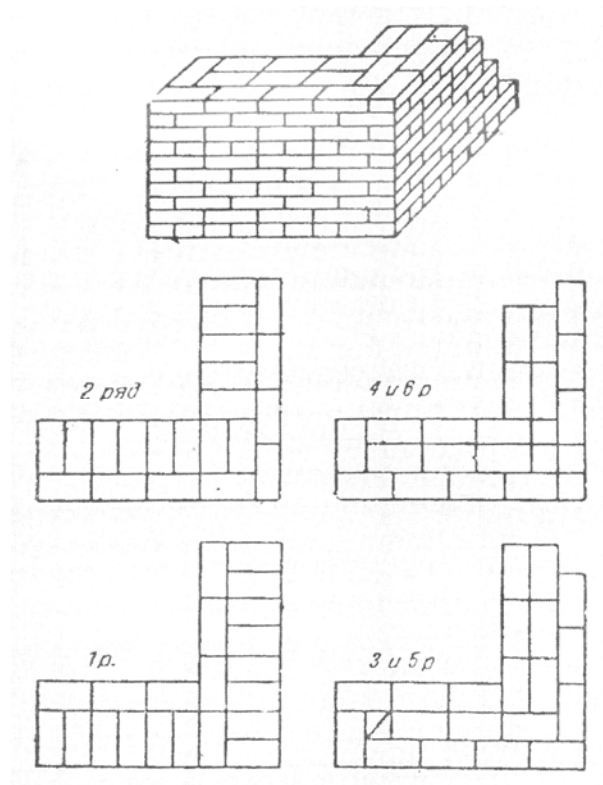


Рис. 1.9. Кладка системы О니щика. Угол стены в $1\frac{1}{2}$ кирпича

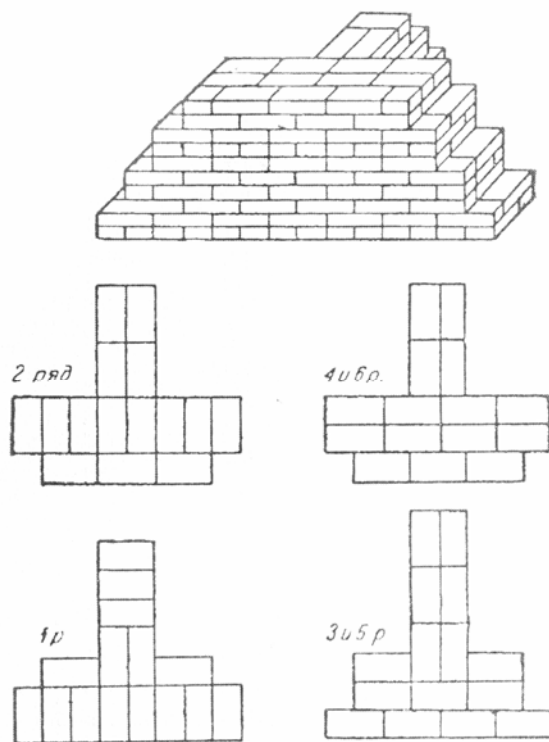


Рис. 1.10. Кладка системы Онищика.
Примыкание стены в 1 кирпич к стене в $1\frac{1}{2}$ кирпича

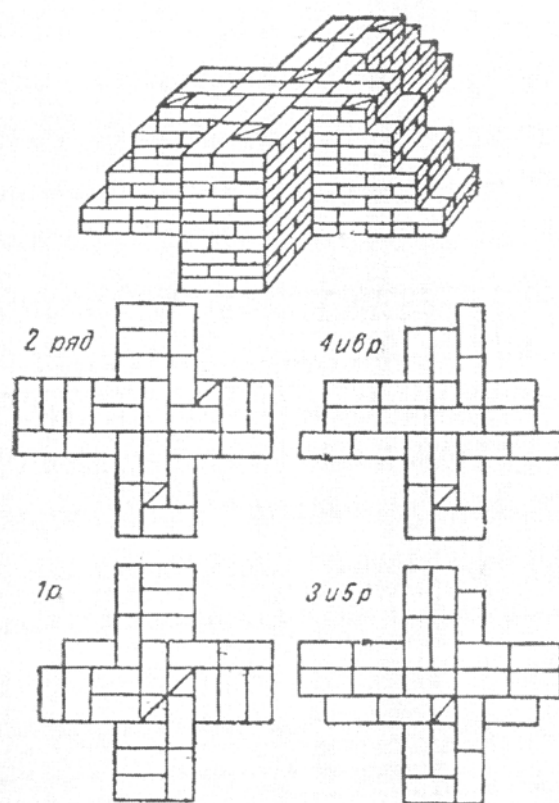


Рис. 1.11. Кладка системы О니щика.
Пересечение стен в $1\frac{1}{2}$ кирпича с вертикальным ограничением участка стены

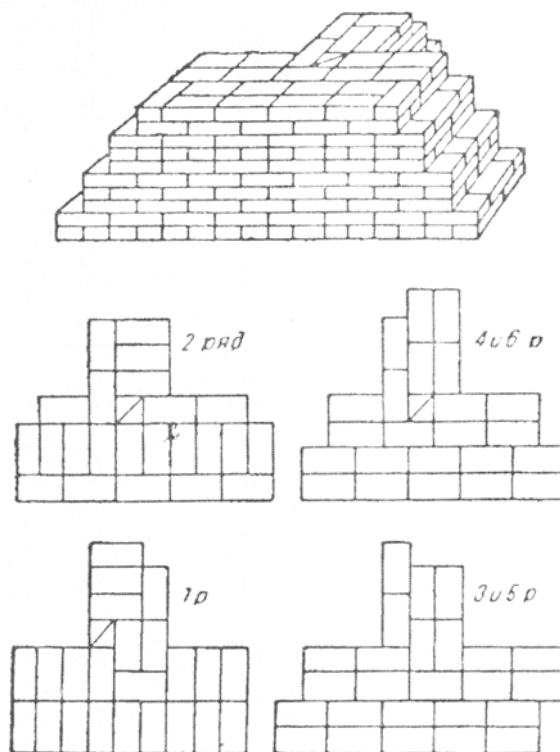


Рис. 1.12. Кладка системы Онищика.
Примыкание стены в $1\frac{1}{2}$ кирпича к стене в 2 кирпича

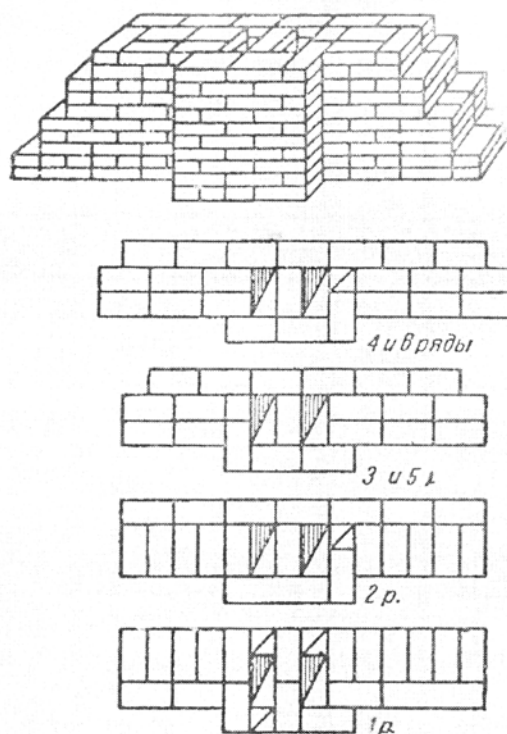


Рис. 1.13. Кладка системы О니щика.
Дымоходы в стене с пилястрами в $1\frac{1}{2}$ кирпича

Против новой системы перевязки могут возразить сторонники прежних систем с точки зрения архитектурного оформления рисунка стены, так как по нашим прежним понятиям всякое совпадение швов является нарушением рисунка перевязки. На это мы можем указать, что эстетика в отношении рисунка перевязки является в полной мере условной. Если работа выполнена аккуратно, швы хорошо подрезаны или расшиты, так что видно, что совпадение швов явилось не результатом небрежной работы, а новой системы, такой рисунок перевязки не может производить худшее впечатление, чем прежний рисунок. К тому же речь может идти только о первом этаже, так как характер перевязки верхних этажей установить невооруженным глазом трудно. Остается только общее впечатление о чистоте работы. Да и вообще неискушенный в перевязках человек никогда не обратит внимания, какая перевязка применена, и может только судить о большей или меньшей степени тщательности и чистоты работы.

Наконец в отдельных случаях можно пойти на соблюдение прежнего рисунка перевязки только для наружной части стены, не подлежащей штукатурке. Все же внутренние стены должны осуществляться в новой перевязке.

Новая система перевязки освобождает каменщика от самой трудной части перевязки — околки $\frac{3}{4}$ -кирпичей — и ускоряет его работу. Она экономит материала — кирпич, так как при изготовлении $\frac{3}{4}$ -кирпичей окальваемая часть кирпича обращается в щебень.

Особенно эффективна новая система перевязки при кладке столбов и узких простенков. Здесь наши и немецкие правила перевязки, требующие перекрытия каждым следующим рядом всех швов предыдущего ряда, являются особенно стеснительными. При кладке столбов и узких простенков для соблюдения их приходится применять очень большое количество $\frac{3}{4}$ -кирпичей (рис. 1.14), как это показано в табл. 1.3.

Понятно, что такое большое количество $\frac{3}{4}$ -кирпичей ведет, с одной стороны, к порче материала и большим отходам кирпича в виде боя, а с другой стороны, требует от каменщиков большой затраты рабочего времени.

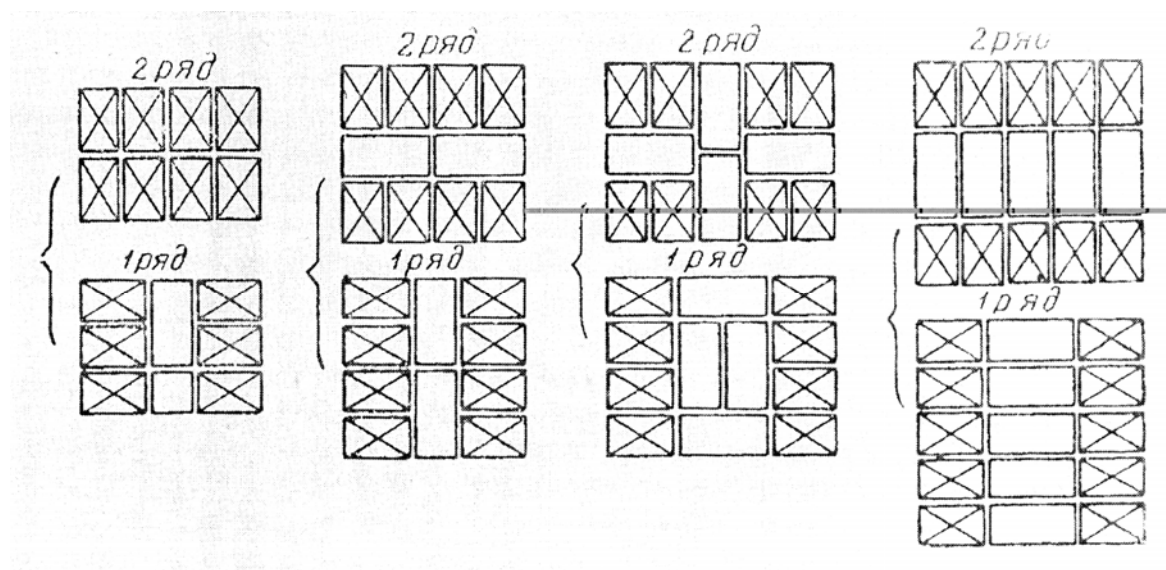


Рис. 1.14. Столбы цепной системы перевязки $1\frac{1}{2}\times 2$ кирпича, 2×2 кирпича, $2\times 2\frac{1}{2}$ кирпича и $2\frac{1}{2}\times 2\frac{1}{2}$ кирпича

Т а б л и ц а 1 . 3

Количество $\frac{3}{4}$ -кирпича в столбах различного сечения

Размер столба в числе кирпичей	$1\frac{1}{2}\times 1\frac{1}{2}$	$1\frac{1}{2}\times 2$	2×2	$2\times 2\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}\times 2\frac{1}{2}$
Количество $\frac{3}{4}$ -кирпичей в процентах от объема кладки	100	87	75	67	60

Убытки от потери материал при рубке кирпича на трехчетверки чрезвычайно велики. Принимая существующее в Москве соотношение цен на кирпич и кирпичный щебень, потерю можно принять в 15 % от стоимости кирпича. Исходя из процента содержания $\frac{3}{4}$ -кирпича в столбах различных сечений, мы имеем среднюю потерю на материале при столбах $1\frac{1}{2}\times 1\frac{1}{2}$ кирпича – 15 %, 2×2 кирпича – 11 %, $2\frac{1}{2}\times 2\frac{1}{2}$ – 9 %.

С другой стороны, велики и потери на производстве работ. Опыты Джильбрета в Америке и наши наблюдения показывают, что укладка одного кирпича с обрубкой его требует в 3 раза больше рабочего времени, чем укладка целого кирпича. Этим и объясняется главным образом большая разница между производительностью труда каменщика при кладке столбов и стен. Конечно и при отсутствии необходимости околки кирпича разница имела бы место, хотя и значительно меньшее, за счет необходимости более тщательной проверки правильности кладки столбов. Анализ затрат рабочего времени на отдельные операции показывает, что в случае отказа от $\frac{3}{4}$ -кирпича производительность каменщика на столбах и узких простенках повышается на 25 %.

При переходе на функциональную систему в связи с необходимостью околки кирпича возникают новые затруднения. При кладке на глуши рабочее время отдельных участников процесса – кладчика, растворщика и подавальщика кирпичей – примерно одинаковое. Меньше нагружен подавальщик, который в свободные минуты помогает кладчику укладывать забутку. При переходе же на простенки каменщик вследствие сложности перевязки и необходимости околки кирпича настолько замедляет свои темпы, что все операции по его обслуживанию могут быть выполнены одним рабочим, который успевает подавать кирпич и расстилать раствор. Таким образом второй рабочий оказывается лишним и работа должна вестись парами, т.е. должна произойти коренная перестройка организации труда. Если бы удалось упростить перевязку простенков, то такой большой диспропорции между рабочими временем кладчика и подсобных рабочих не получалось бы и модно было бы ставить вопрос о сохранении организации работы тройками и при кладке простенков.

Естественно, что возник вопрос как у нас, так и в Германии о производстве на заводах специального $\frac{3}{4}$ -кирпича. В результате этого в Германии отдельные заводы выпускают $\frac{3}{4}$ -кирпич, но применение его на практике связано с неудобствами, так как приходится его отдельно укладывать и отдельно подавать каменщику. Поэтому на большинстве построек в Германии специальный $\frac{3}{4}$ -кирпич не применяется, и каменщики, как и у нас, окалывают обыкновенный кирпич.

На наших постройках правила перевязки обычно соблюдаются в полном объеме только старыми каменщиками или при наличии хороших десятников. Очень часто эти правила обходятся применением так называемой кольцевой кладки столбов, называемой также кладкой «в корзинку» (рис. 1.15). При этом внутренняя часть столба отделяется от наружной сквозным кольцевым швом на всю высоту столба. Такая перевязка при растворах средней и малой прочности является недопустимой, так как она вероятно сильно ослабляет столб. Две части столба – наружная и внутренняя – не связаны между собой перевязкой, работают отдельно и не

могут дать вместе полного эффекта. Из этого следует, что хотя перевязку столбов и нужно упростить, но «кладку в корзинку» применять нельзя.

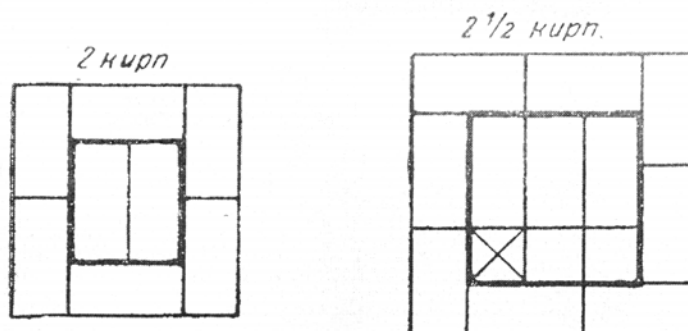


Рис. 1.15. Столбы в 2×2 кирпича и 2½×2½ кирпича неправильной кольцевой перевязки («в корзинку»). Показанный толстой линией кольцевой шов не перевязываются на всю высоту столба

Отказавшись же от наших правил перевязки, мы легко можем получить перевязку столба, не применяя совсем ¾-кирпичей. При этом все швы будут перекрыты через 3 ряда (рис. 1.16 и 1.17). Такая перевязка столбов, освобождая каменщика от ¾-кирпичей и значительно упрощая перевязку, обеспечивает в то же время достаточную прочность столба.

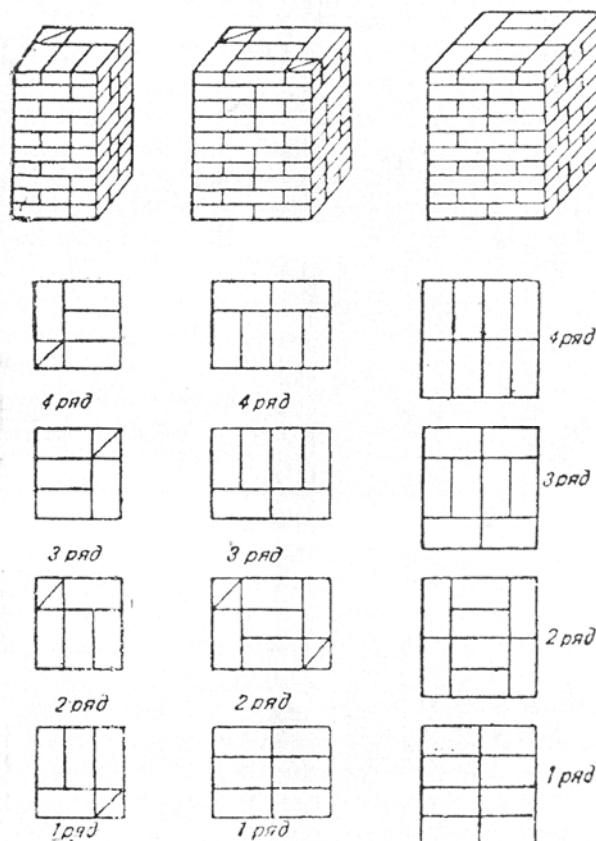


Рис. 1.16. Столбы системы Онищика в 1½×1½ кирпича, 1½×2 кирпича и 2×2 кирпича

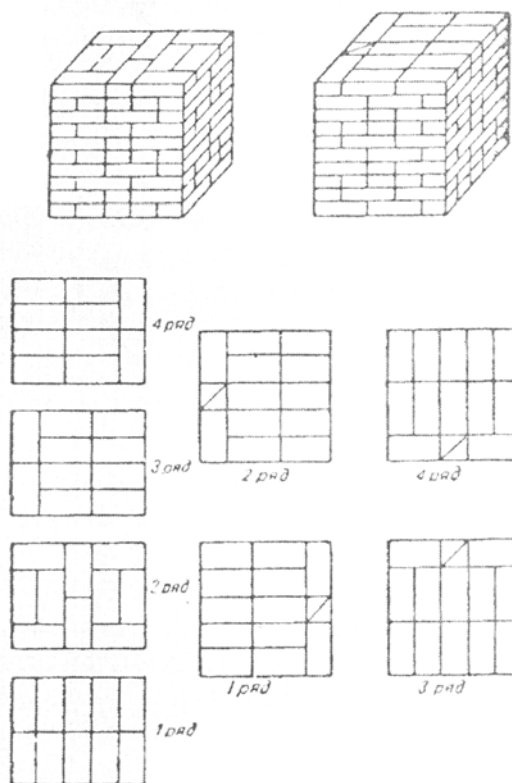


Рис. 1.17. Столбы системы Онищика в $2 \times 2\frac{1}{2}$ кирпича и $2\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2}$ кирпича

Теоретические предположения о допустимости совпадения вертикальных швов на поверхности кладки полностью подтвердились при проведении уже упомянутых опытов 1932 г. в ЦНИПС (см. табл. 1.1). По сравнению с цепной системой перевязки мы имеем снижение прочности только на 3 %.

Ложковая система перевязки без $\frac{3}{4}$ -кирпичей, известная под названием «кладки Онищика» и «кладки 1932 г.», принята как основная для всех строек России I Всесоюзной конференцией по кирпичной кладке 1931 г. и Едиными нормами выработки. Она имеет безусловные производственные преимущества, и внедрение ее в жизнь тормозится только некоторым недоверием со стороны строителей и незнанием с результатами экспериментальной проверки ее прочности.

Для прочности столбов очень большое значение имеют прокладные железобетонные плиты или прокладки сеток в швах через 1-1,5 м. Опыты показывают, что при разрушении столбов под нагрузкой возникают вертикальные продольные трещины во всю высоту столба. Таким образом при всех системах перевязки для сильно нагруженных столбов обязательно устройство прокладных плит или прокладных сеток в швах кладки.

1.4. Перевязка стен на теплых растворах

Описанные три основные системы перевязки отразились и на облегченных стенах на теплых растворах с применением уширенного шва.

В 1931 г. широкое распространение получила стена мосстроевского типа в $1\frac{1}{2}$ кирпича на теплом растворе с уширенным продольным швом (рис. 1.18,а).

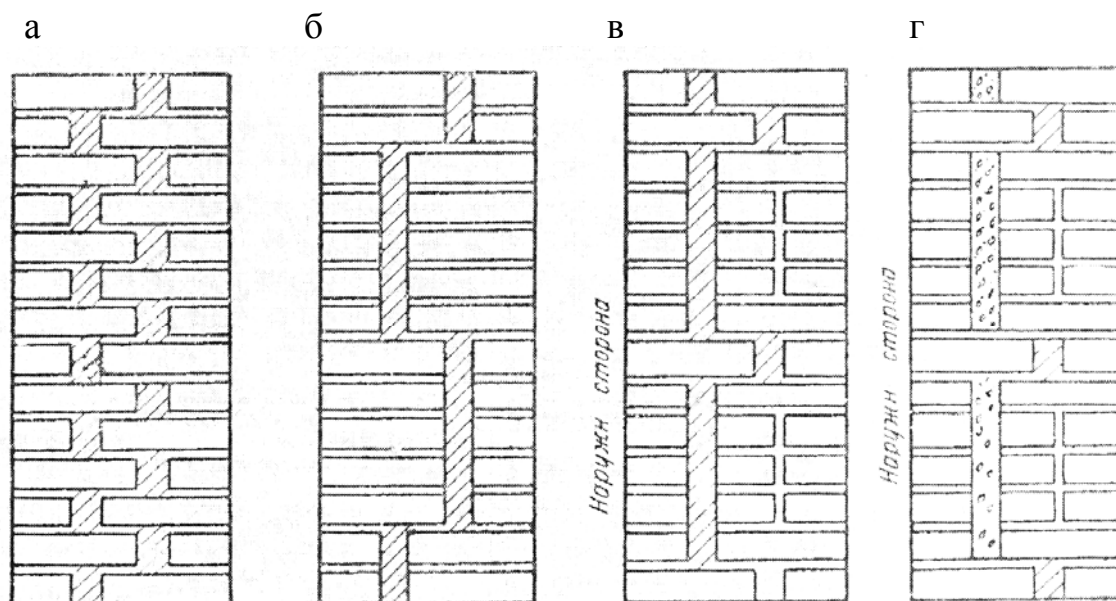


Рис. 1.18. Облегченные кирпичные кладки в $1\frac{1}{2}$ кирпича:

а – кладка Мосстроя; б – цитовская кладка с уширенным швом;
в – видоизмененная американская кладка по предложению авторов с уширенным швом из теплого раствора; г – то же, с засыпкой уширенного шва шлаком

Этот тип стены для жилищного строительства во II климатической зоне оказался недостаточно надежным с теплотехнической стороны и с 1934 г. в жилищном строительстве II зоны больше не применяется. Однако для зданий промышленного строительства и для жилищ более южных районов (III климатический пояс), а также при применении более легких растворов (1000 кг/м^3) он сохранит свое значение. Причины неудачных результатов применения $1\frac{1}{2}$ -кирпичной стены будут изложены дальше. Кроме мосстроевской кладки возник ряд предложений, которые несколько видоизменяли эту кладку, сохраняя идею введения в кладку большого количества теплого раствора. По аналогии ЦИТ возникли многорядные кладки на теплом растворе (см. рис. 1.18,б). Недостаток первой системы (мосстроевской) с конструктивной стороны заключается в том, что при кладке вводится вместе с теплым раствором большое количество влаги. При односезонном строительстве не может быть и речи о кладке на чистом известковом теплом растворе 1:3 (известь : шлак), так как такая кладка требует многих месяцев для просушки. В этом случае обязательно применение

смешанного раствора 1:2:16 (цемент : известь : шлак). С производственной точки зрения этот тип стен, построенный на прежней русской системе перевязки, имеет все недостатки, свойственные этим перевязкам. Он требует полного выравнивания кладки в каждом ряду и менее других типов стен удобен для разделения труда. Операцию заполнения уширенного шва теплым раствором приходится производить в каждом ряду, чем затрудняется работа вообще и исключается возможность перехода на 2 раствора: нормальной пластичности для кладки и совершенно сухого для широкого шва, где раствор является не рабочим элементом, а только заполнением.

Другой вид облегченной кладки на теплом растворе – видоизмененная цитовская кладка (см. рис. 1.18,б) – представляет собой многорядную тычковую кладку с уширенным вертикальным швом. Тычки и ложки чередуются через 5 рядов. Такая конструкция позволяет возвести вначале наружную стену на высоту 10 рядов (5 тычковых и 5 ложковых) и затем перейти к задней стенке и заполнению шва. Это заполнение целесообразно производить не в каждом ряду, а на высоту всех пяти рядов. Это ускоряет с одной стороны, в несколько раз процесс заполнения шва, а с другой стороны, позволяет ввести и конструктивные улучшения. В такой конструкции заполнение уширенного шва можно производить не обычным пластичным раствором для кладки, а специальным сухим раствором, представляющим собой шлак, слегка известковым молоком, чтобы предупредить его осадку в стене. Вместо раствора заполнение с успехом можно производить просто шлаком, так как возможная осадка его на высоте пяти рядов кладки настолько незначительна, что не имеет значения для теплотехнических свойств кладки. Таким образом мы имеем своеобразный новый тип кладки Герарда, свободный от некоторых недостатков прежнего типа кладки Герарда.

Нами предложен новый тип кладки, построенный по аналогии с американской кладкой и сохраняющий все преимущества последней как конструктивные, так и производственные (см. рис. 1.18, в и г). Здесь заполнение вертикального шва также может быть произведено различными материалами: сухим теплым раствором или шлаком. Вся тепловая изоляция сосредоточена в наружной части стены, что дает теплотехнические преимущества, особенно при печном отоплении, так как увеличивает коэффициент теплоустойчивости. Кроме того дополнительной тепловой изоляцией служит вертикальный пустой шов во внутренней части стены. Оставление этого шва пустым не требует особой заботы от каменщика и получается автоматически при расстилке раствора шайкой. Однако, чтобы не вводить особых требований при производстве работ и для большей надежности при теплотехническом расчете этот шов не учитывается. Эта кладка содержит в себе главным образом ложковые ряды и сохраняет все преимущества ложковой кладки, в частности перевязку углов, пересечений и ограничений без $\frac{3}{4}$ -кирпичей, минимальное количество верстового мате-

риала для наружного лица и следовательно минимальный расход облицовочного кирпича в случае применения такового и др. Кроме того предложенная конструкция кладки имеет то преимущество, что в ней наиболее прочной является внутренняя часть, которая воспринимает на себя все давление от перекрытий, если стенка является несущей. Таким образом кривая давления проходит наиболее благоприятным образом по отношению к расположению несущего материала.

Особым своеобразным видом кладки на теплом растворе является кладка системы Попова (рис. 1.19). Она представляет собой сложную стену из кирпича и теплого бетона. Перевязка осуществляется тычковыми рядами через 2 и 3 ряда, причем эти ряды не имеют непосредственной перевязки. Наружная и внутренняя стены соединены теплым раствором, в который втоплены тычки обеих стенок. Такая система перевязки дает непрерывную ленту теплого раствора и устраняет так называемые «тепловые мосты», которые не имеют место в других системах перевязки.

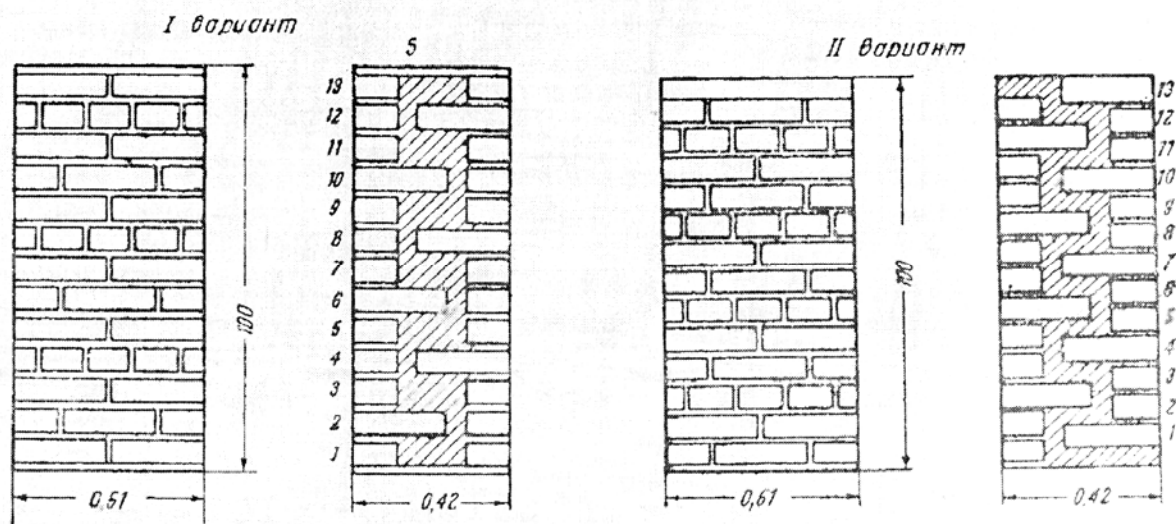


Рис. 1.19. Кладка стен системы Попова в двух вариантах.
Наружный вид и разрез

С точки зрения теплотехнической кладка система Попова свободна от недостатков приведенных выше систем и дает надежную теплозащиту даже при сравнительно тяжелых шлаковых растворах, так как она позволяет раздвинуть наружную и внутреннюю стенки кладки и дать любую толщину теплого раствора в соответствии с теплотехническим расчетом.

В отношении прочности различные системы кладок на теплом растворе дают очень близкие показатели. По опытам ЦНИПС 1932 г. прочность различных кладок относительно цепной и американской с заполненными швом приведена в табл. 1.4.

Несколько неожиданной является сравнительно высокая прочность кладки Попова, в которой отсутствует непосредственная перевязка между кирпичами двух стенок. Однако повторные опыты в 1933 и 1934 гг. под-

твердили достаточную прочность этой кладки, делающей ее равноценной по прочности другим видам кладки на теплом растворе. Характер разрушения кладки Попова показан на рис. 1.20.

Т а б л и ц а 1 . 4

Относительная прочность различных кладок

Система перевязки	Прочность от отношению	
	к цепной перевязке	к американской перевязке
Мосстрояевская кладка	0,94	0,96
Кладка системы Попова	0,93	0,95
Кладка системы проф. Онищика	0,97	0,99

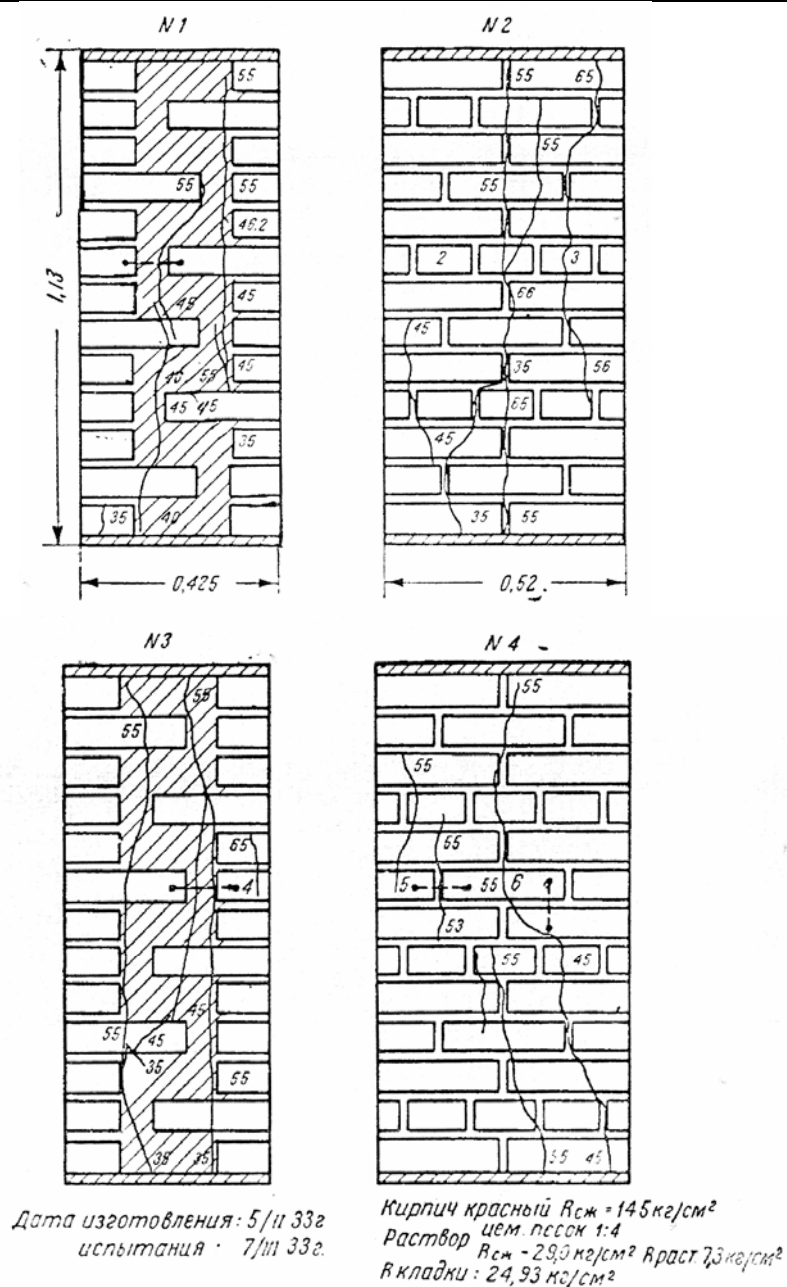


Рис. 1.20. Характер разрушения кладки Попова (ЦНИПС)

Для полноты освещения вопроса о кладках на теплых растворах необходимо остановиться на причинах неудовлетворительных результатов применения кладок на теплом растворе в жилищном строительстве II климатического пояса в период строительства первой десятилетки, что, как известно, повело к запрещению этой стены.

Наиболее отвечающее времени решение тонкой кирпичной стены для наружного ограждения дает эффективный кирпич – пористый, трепельный и др., хотя при этом не устраняется кустарный характер производственного процесса кладки, свойственный всем кладкам из мелких элементов. Эти сорта кирпича дают легкую и ВТО же время малотрудоемкую конструкцию наружных стен и поэтому имеют все предпосылки для широкого развития. Из кладок на теплых растворах наибольшие перспективы на дальнейшее развитие имеет стена в 2 кирпича с небольшим уширением шва как не требующая утолщенных штукатурок. Что касается стены в $1\frac{1}{2}$ кирпича, то она найдет себе применение преимущественно при растворах на гранулированных шлаках объемным весом до 1000 кг/м^3 . Перспективу для более широкого применения имеет также кладка Попова.

1.5. Новые системы перевязки. Пустотные (шанцевые) кладки

Кроме основных систем перевязки, указанных выше, было предложено большое количество других систем перевязки, различающихся между собой в основном только количеством и расположением тычков. Изобретатели тех или других кладок ставили своей задачей найти более прочную систему перевязки. Конец бесплодным теоретическим спорам о конструктивных преимуществах отдельных кладок был положен постановкой испытания серии опытов в ЦНИПС в 1932-1933 гг. над кладками, сложенными по различным системам перевязки (6 систем). Результаты испытания Н.И. Кравчени показали, что различные кладки, сложенные из кирпича плашмя при самом разнообразном чередовании ложков и тычков, если число тычков не ниже известного минимума, имеют примерно одинаковую прочность, различающуюся в очень небольших пределах. Определенный минимум перевязки установлен также «Рекомендуемыми нормами для кирпичной кладки» Бюро стандартов США 1924 г., а именно 1 тычок на $0,044 \text{ м}^2$ поверхности стены. Эта норма как раз соответствует перевязке через 5 рядов на шестой или соотношению тычков и ложков 1:3. При переходе к нашей кладке мы должны учесть, что формат нашего кирпича больше американского (наш кирпич $25 \times 12 \times 6,5 \text{ см}$, американский – $20 \times 10 \times 5,5 \text{ см}$). Так как сечение тычков кирпича нашего формата больше американского в 1,4 раза, соответственно должна быть увеличена и площадь стены на 1 тычок, в результате чего мы получаем норму для нашей кладки 1 тычок на $0,06 \text{ м}^2$ площади стены. Это дает соотношение тычков и ложков также 1:3.

Большой интерес представляет работа на сжатие кирпичных стен, внутрь которых введены в большом количестве слабые материалы. Это – кладка Попова с заполнением слабым шлаковым бетоном (см. рис. 1.19, 1.20) и мало известная кладка, предложенная Болоновым, в котором заполнение внутренней части кладки произведено из слабых известково-опилочных камней (силикат-органика) (рис. 1.21, 1.22). Против ожидания и та и другая кладки по прочности оказываются равноценными сплошной кладке из кирпича. Это говорит о том, что внутренняя часть кладки в меньшей степени участвует в работе и является менее ответственным элементов кладки.

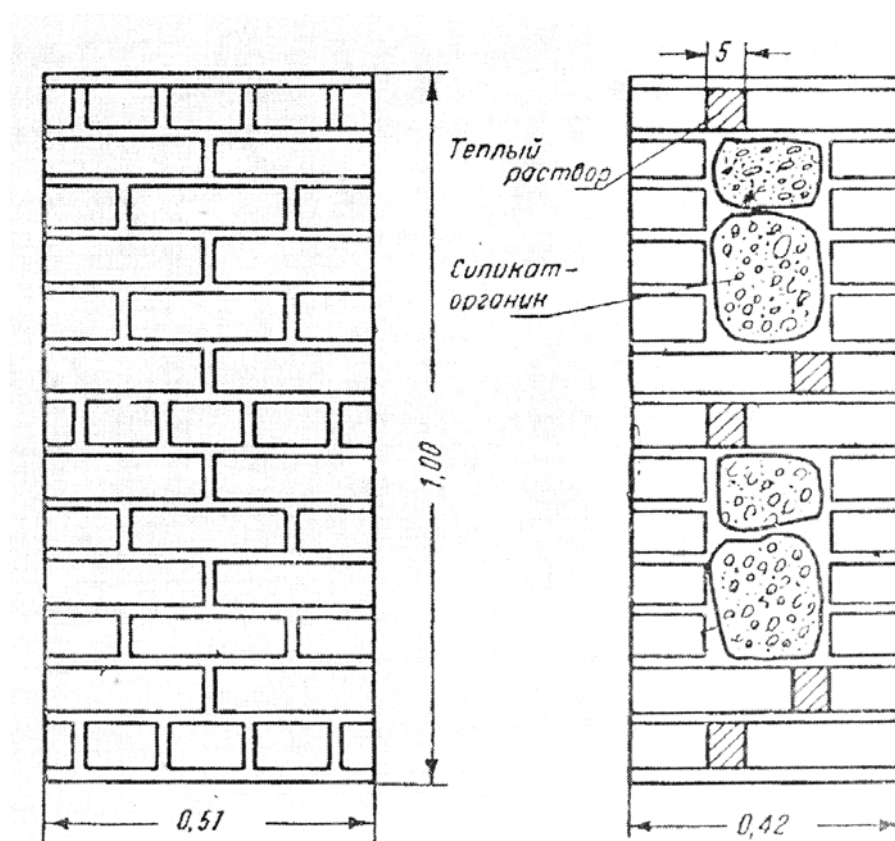
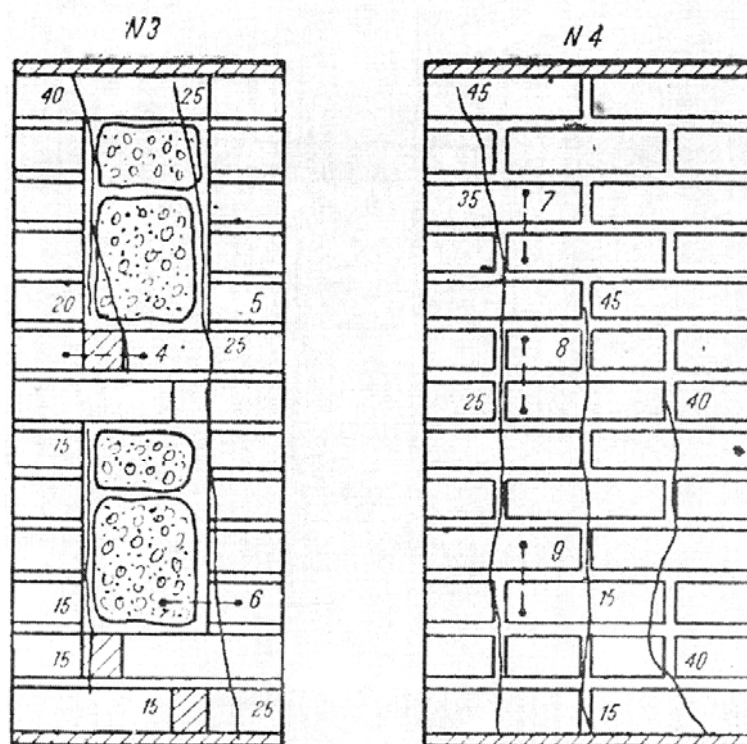
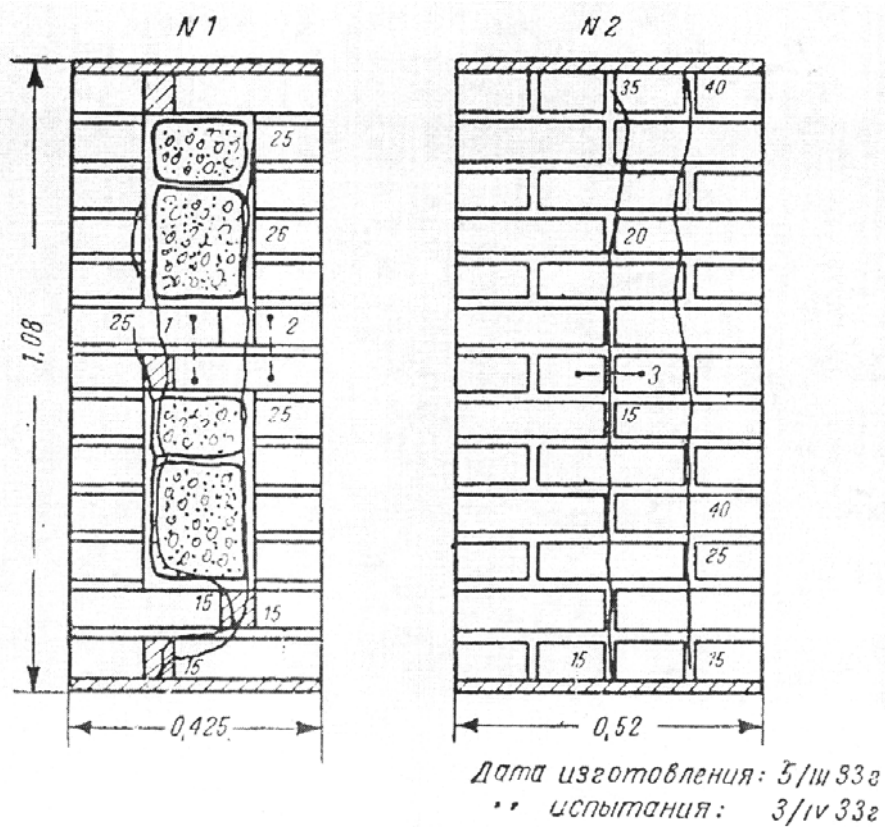


Рис. 1.21. Кладка системы Болонова

Наблюдение над работой кладок с заполнением из слабых материалов дало основание авторам поставить в 1933 г. опыты с пустотелыми столбами из кирпича плашмя и на ребро. Результаты приводятся в табл. 1.5.



Кирпич: красный $R_{сж} = 145 \text{ кг/см}^2$
 Силикат-органики $R_{сж} = 12,45 \text{ кг/см}^2$
 Раствор цемент-песок 1:4 $R_{сж} = 230 \text{ кг/см}^2$ $R_{раст.} = 7,3 \text{ кг/см}^2$
 В кладки: 2075 кг/см^2

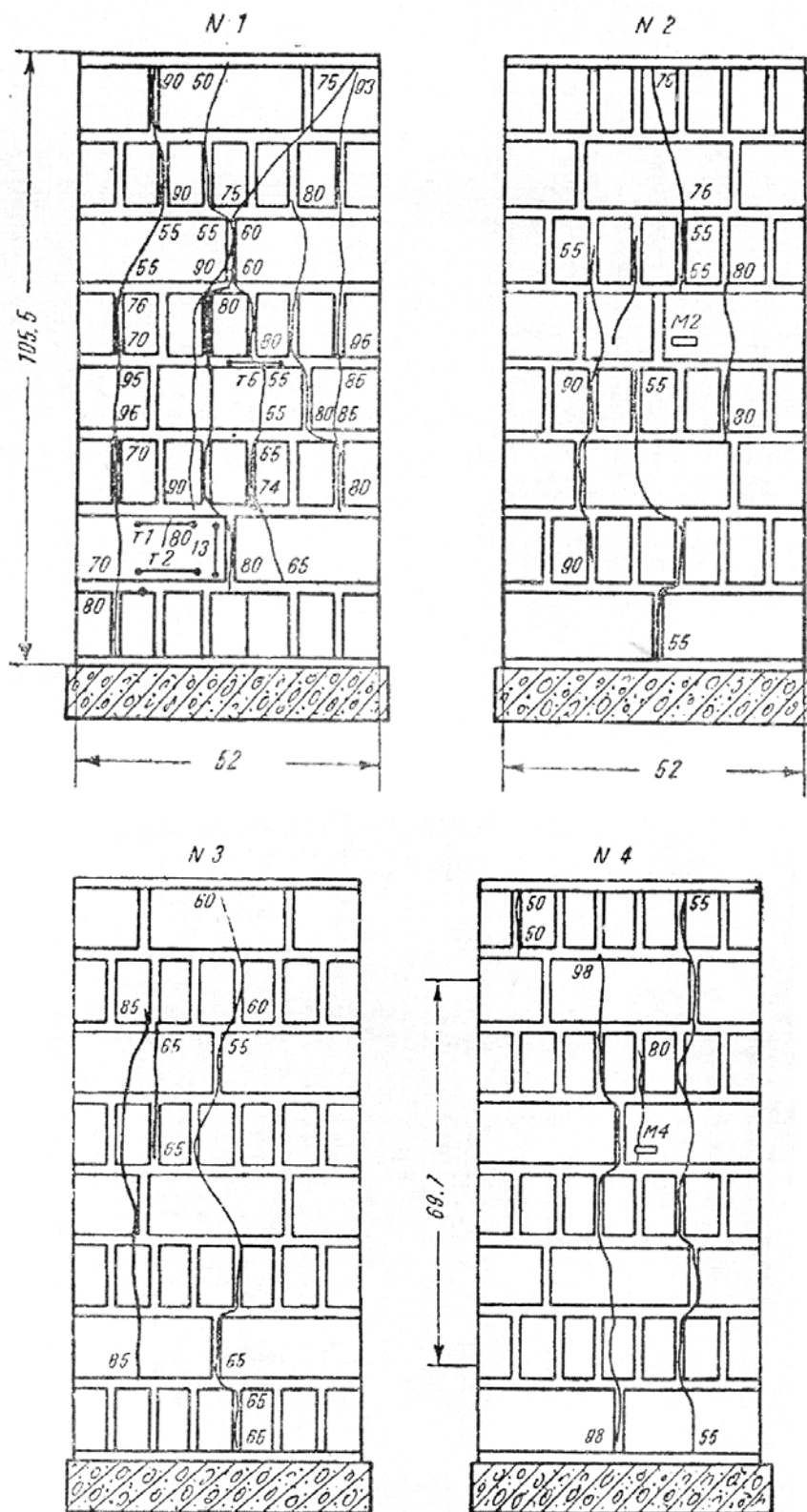
Рис. 1.22. Характер разрушения кладки Болонова (ЦНИПС)

Т а б л и ц а 1 . 5

Опытные данные по испытанию сплошных и пустотелых столбов
в лаборатории ЦНИПС в 1933 г.

Врем. сопрот. кирпича – испытание по стандарту 162 кг/см^2 ; раствора
цементно-песчаного 1:4 – на сжатие $40,7 \text{ кг/см}^2$, на растяжении – $9,5 \text{ кг/см}^2$

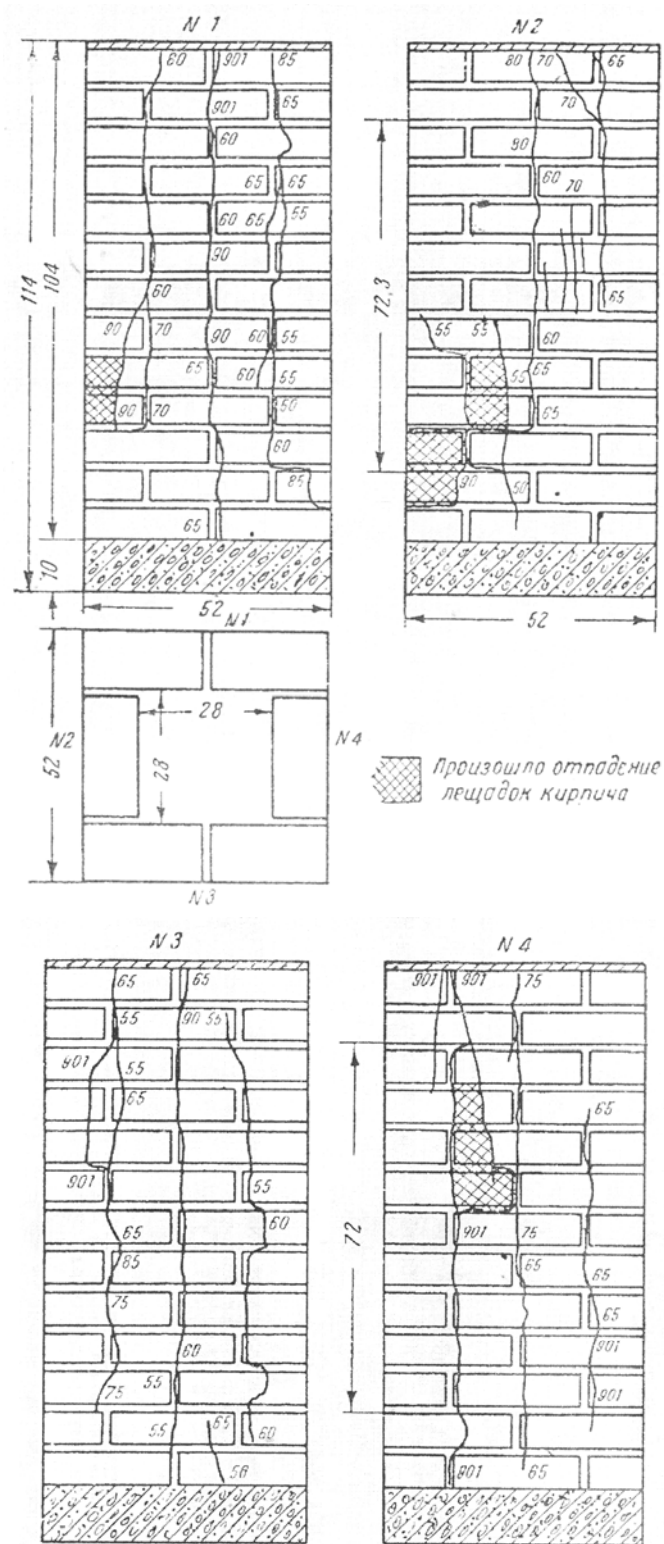
№ об- раз- ца	Система кладки	Размеры столба в см	Пло- щадь сече- ния нетто в см^2	Нагрузка в т	
				вызвав- шая первые трещины	разру- шаю- щая
4-а	Сплошной столб цепной перевязки	51×51×105	2601	60	100,9
4-б	- « - « -	51×50,5×102,5	2576	95	135,0
4-в	- « - « -	51,5×51,5×105	2652	60	100,2
5-а	Сплошной столб на ребро (рис. 1.23)	50×52×105,5	2704	75	115,0
5-б	- « - « -	52×52×105	2704	50	98,7
1-а	Пустотелый столб плашмя (рис. 1.25)	52×52×104,5	1920	35	73,8
1-б	- « - « - (рис. 1.24)	52×52×104	1920	50	90,1
2-а	Пустотелый столб плашмя с пере- вязкой через 4 ря- да (рис. 1.26)	52×52×102,5	1920	25	86,4
2-б	- « - « -	51×51×105	1831	30	80,2
3-а	Пустотелый трех- рядный столб на ребро (рис. 1.27)	52×52×105	1066	40	70,0
3-б	- « - « -	51,5×51,5×107,5	1092	30	60,0



Дата изготовления: М/х 332
испытания 13/х1332.

Сопротивление
 R кирпича — 162 кг/см^2
 R раствора — $75,6 \text{ кг/см}^2$
 R кладки — $36,5 \text{ кг/см}^2$

Рис. 1.23. Характер разрушения кладки из кирпича на ребро (ЦНИПС)



Дата изготовления 29/VIII 33г

« испытанья 22/IX 33г

Сопротивления:

R кирпича 162,0 кг/см²

R раствора 1:4

СЖ. 42,0 кг/см² Раст. 9,5 кг/см²

R кладки 45,9 кг/см²

Рис. 1.24. Характер разрушения пустотелого кирпичного столба 2×2 кирпича со стенкой в 1/2 кирпича кольцевой перевязки (ЦНИПС)

Сравнительному испытанию были подвергнуты столбы (по 2 образца):

- 1) сплошной столб цепной перевязки;
- 2) сплошной столб из кирпича на ребро (рис. 1.23);
- 3) пустотелый столб из кладки плашмя (рис. 1.24 и 1.25);
- 4) пустотелый столб из кладки плашмя четырехрядной перевязки (рис. 1.26);
- 5) пустотелый столб из кладки на ребро (рис. 1.27).

Опыты показывают, что пустотелые столбы относительно прочнее сплошных, причем повышение прочности составляет для столбов со стенкой в $\frac{1}{2}$ кирпича 11-16 %, а для столбов в $\frac{1}{4}$ кирпича (кладка на ребро) – 58 %. Опыты показали также и слабые стороны пустотелых столбов – более раннее появление первых трещин. При кладке в $\frac{1}{2}$ кирпича при кольцевой перевязке трещины получились при нагрузке 47-55 % от разрушающей, а при четырехрядной – 29-37 %, тогда как в сплошной кладке они возникли при 60 %. По этой причине многорядную пустотелую кладку нельзя рекомендовать для строительства, несмотря на ее более высокое временное сопротивление, а для обыкновенной пустотелой кладки в $\frac{1}{2}$ кирпича приходится отказаться от повышения допускаемых напряжений и принять их такими же, как для сплошной кладки.

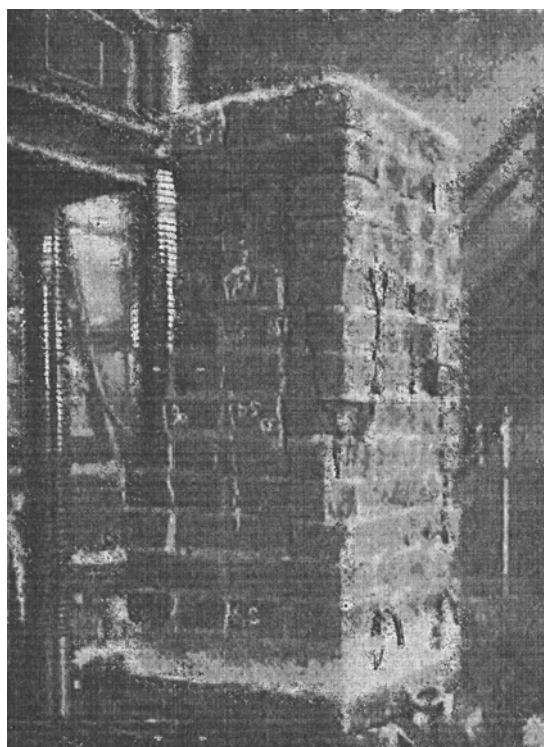
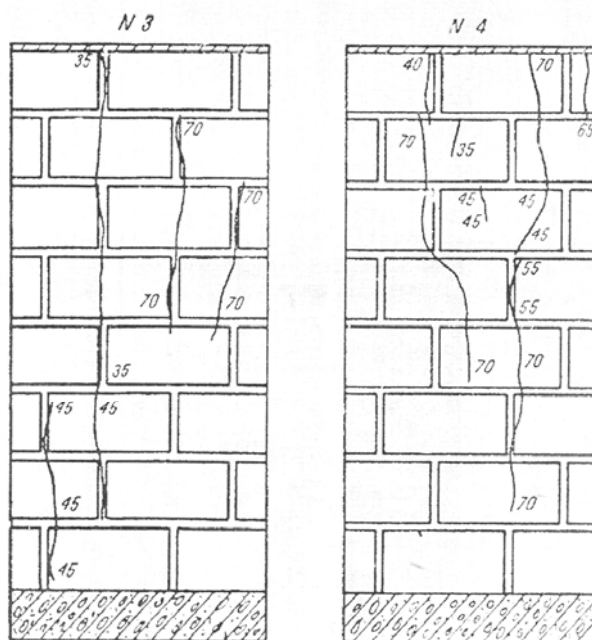
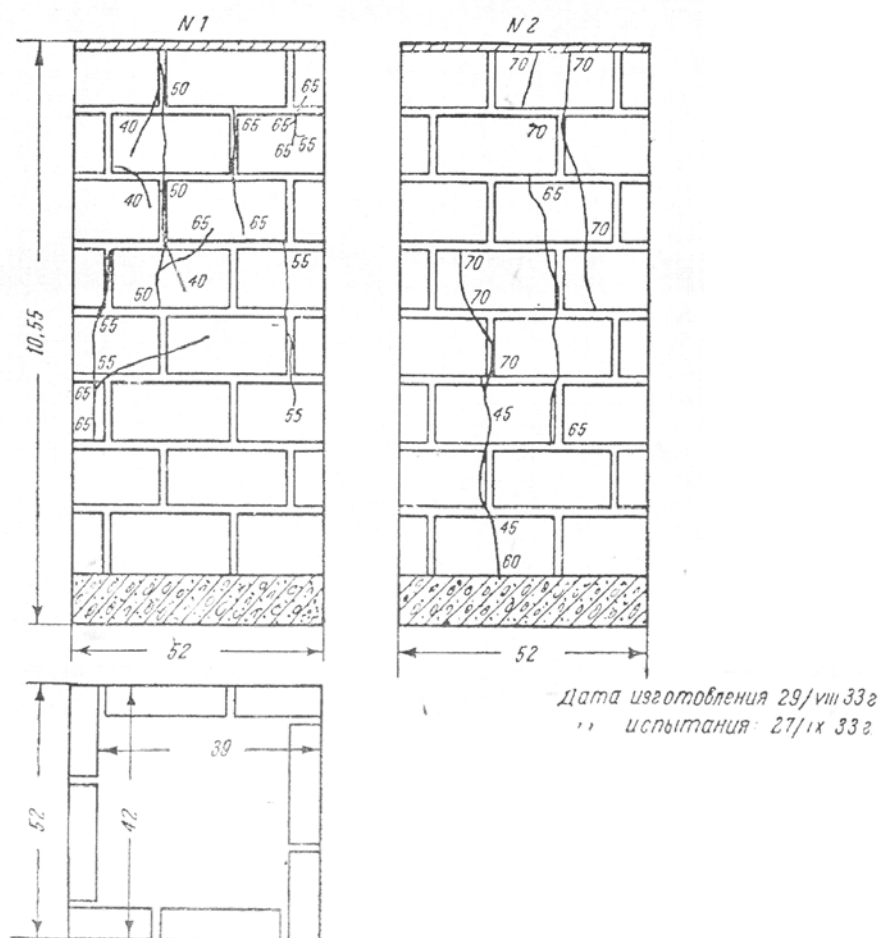


Рис. 1.25. Общий вид разрушенного при осевом сжатии пустотелого кирпичного столба со стенкой в $\frac{1}{2}$ кирпича (ЦНИПС)



Дата изготовления 29/ви 33г
 ,, испытания: 27/ик 33г

Сопротивления:
 R кирпича: 162,0 кг/см²
 R раствора: цем. кв. песок
 сж. 40,7 кг/см² Рост 9,6 кг/см²
 R кладки: 65,5 кг/см²

Рис. 1.27. Характер разрушения под осевой нагрузкой пустотелого кирпичного столба из кирпича на ребро со стенкой в $\frac{1}{4}$ кирпича

Что касается пустотелой кладки на ребро, то даже с учетом более раннего появления трещин можно допускаемые напряжения повысить на 30 %.

Произведенные в ЦНИПС опыты показали, что в общем пустотелые столбы способны выдержать весьма большие нагрузки: пустотелый столб с толщиной стенки в $\frac{1}{2}$ кирпича сечением 2×2 кирпича выдержал нагрузку в 70-90 т, а столб того же размера в $\frac{1}{4}$ кирпича – 60-70 т. Поэтому они должны найти применение в строительстве при невысоких нагрузках. Другой путь облегчения столбов – уменьшение поперечных размеров – менее целесообразен, так как он снижает устойчивость столбов и сопротивляемость их поперечным усилиям.

Переходя к рассмотрению пустотных (шанцевых) стен, мы должны отметить весьма обстоятельные и обширные опыты Бюро стандартов США 1929 г., произведенные над стенами высотой в этаж, сложенными по различным системам перевязки, применяемым в Америке. Хотя эти системы чрезвычайно трудоемки и дают достаточную теплозащиту только в мягком климате, все же в отдельных случаях они могут найти применение и у нас как внутренние стены и как наружные стены в III и IV климатических поясах, а при засыпке пустот – и во II климатическом поясе. Безусловное достоинство их – весьма значительная экономия кирпича. За границей такие стены получили широкое распространение в одно- и двухэтажном дачном и поселковом строительстве.

Испытывались следующие системы стен (рис. 1.28):

1. All-rolok в 1 кирпич – кладка из двух стенок на ребро, перевязанная через 2 ряда тычковым рядом плашмя (рис. 1.28,а).
2. All-rolok в $\frac{1}{2}$ кирпича (рис. 1.28,б).
3. All-rolok в фламандской перевязке в 1 кирпич (применяется у нас под названием шанцевой кладки). Кладка из кирпича на ребро. В каждом ряду чередуются ложка и тычок (оба на ребро). Тычки на поверхности стен расположены в шахматном порядке (рис. 1.28,в).
4. All-rolok в $1\frac{1}{2}$ кирпича в фламандской перевязке (рис. 1.28,г).

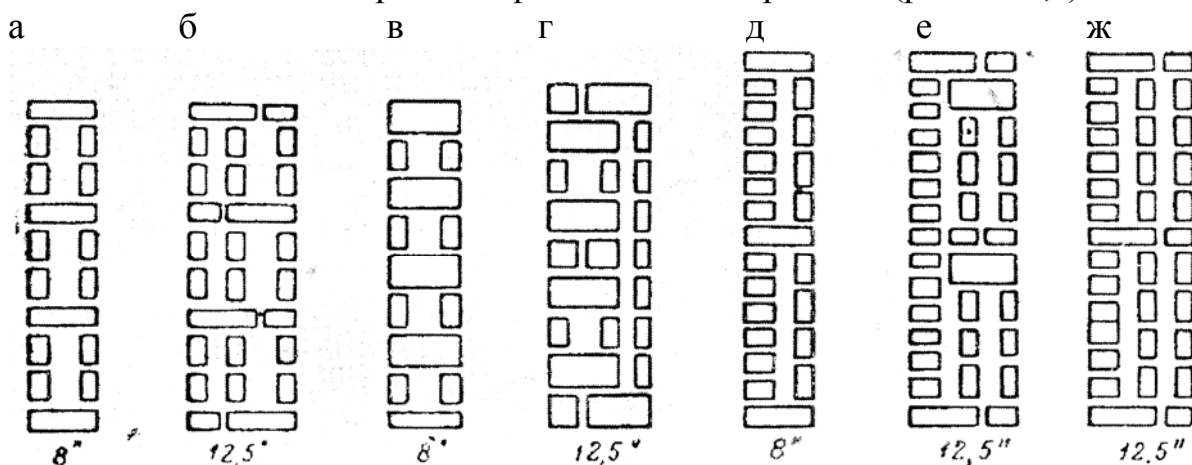


Рис. 1.28. Типы пустотелых кладок, испытанных в лаборатории Бюро стандартов США:
а – All-rolok 8"; б – All-rolok 12,5"; в – All-rolok фламандск. пер. 8";
г – All-rolok фламандск. пер. 12,5"; д – Rolok-bak 8"; е – Rolok-bak 12,5" (Heavy Duty); ж – Rolok-bak 12,5" (Standart)

5. All-rolok-bak в 1 кирпич – кладка, аналогичная первой, но с одной стенкой в $\frac{1}{2}$ кирпича (рис. 1.28,д).

6. All-rolok-bak в $1\frac{1}{2}$ кирпича (рис. 1.28,е и 1.28,ж).

7. Economy – кладка в $\frac{1}{2}$ кирпича с пилястрами в $\frac{1}{2} \times 1$ кирпич на расстоянии 1 м.

Испытывались стены из двух сортов кирпича: «Миссисипи» – 224 кг/см^2 (на ребро) и «Новая Англия» – 720 кг/см^2 (на ребро) на растворах цементном 1:3 – $136,5 \text{ кг/см}^2$ и сложном 1:1:6 – $52,5 \text{ кг/см}^2$.

Из американских испытаний можно сделать следующие выводы:

1. Прочность пустотных кладок с применением кирпича на ребро в общем ниже, чем сплошных кладок.

2. Величина снижения зависит от сорта кирпича. Кирпич «Новая Англия» дает значительно большее снижение прочности сравнительно с кирпичом «Миссисипи». Объяснение этому следует искать в том, что боковые грани этого кирпича не вполне параллельны, так как кирпич поверху уже, чем понизу, на 2,5 мм. Поэтому для пустотной кладки с применением кирпича на ребро предпочтительнее кирпич с параллельными боковыми гранями.

3. Величина снижения временного сопротивления пустотных кладок зависит также и от раствора. При прочных цементных растворах снижение больше, при сложных растворах – меньше. Последнее объясняется более равномерным распределением давления вследствие пластичности раствора. Для кирпича с параллельными гранями снижения временного сопротивления при сложном растворе нет совсем, а при цементном 1:3 снижение составляет в среднем 13 %.

4. Величина снижения больше для несимметричных кладок. Но это снижение только видимое, так как нагрузка прилагалась центрально относительно геометрической оси и следовательно внецентренно относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения. В действительных условиях нагрузки собственный вес кладки приложен всегда центрально относительно нейтральной оси, а для других сил нужно правильно учитывать эксцентриситет (относительно оси, проходящей через центр тяжести).

5. В среднем можно принять, что пустотные кладки имеют временное сопротивление на 10 % ниже сплошных при параллельных гранях кирпича и на 25-35 % ниже при не вполне параллельных гранях.

6. Кладка в $\frac{1}{2}$ кирпича при одинаковых условиях гибкости всегда значительно прочнее кладок большей толщины (в американских опытах на 30 %). То же имело место и в дальнейших опытах Института сооружений.

Из рассмотрения различных систем перевязки мы приходим к выводу, что к вопросу о выборе системы перевязки мы должны подходить по преимуществу с производственной и с экономической стороны. С точки зрения прочности все сплошные кладки, имеющие определенный минимум тычков, должны считаться равноценными. Колебание прочности в пределах 5-6 % в то или иную сторону не имеет существенного значения. Пустотные кладки, в том числе и пустотелые столбы, показали себя при экспериментах достаточно прочными и устойчивыми и потому могут без всяких опасений применяться в строительстве, причем для пустотелых столбов сохраняются те же допускаемые напряжения, что и для сплошных, а для пустотных стен напряжения снижаются на 10 %.

2. РАБОТА ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Общая формула прочности кладок при сжатии

Прочность кладки на сжатие зависит от марки камня R_1 и от марки раствора R_2 . Для всех видов кладок: из кирпича, из бетонных блоков и из натурального камня справедлива следующая эмпирическая формула прочности кладки R , выведенная на основании многочисленных экспериментальных данных:

$$R = AR_1 \left(1 - \frac{a}{b + \frac{R_2}{R_1}} \right). \quad (2.1)$$

В этой формуле эмпирические коэффициенты A , a и b имеют определенные значения для каждого вида кладки.

Зависимость прочности кладки от прочности раствора при постоянной прочности камня показана на рис. 2.1. Как формула (2.1), так и график показывают, что с повышением прочности раствора прочность кладки вначале заметно повышается, а затем при высоких прочностях раствора нарастание прочности постепенно затухает. Прочность кладки ограничена определенными пределами, верхним и нижним, которые могут быть установлены из формулы (2.1):

1) при нулевой прочности раствора ($R_2 = 0$), что отвечает кладке на свежем не отвердевшем растворе или на песке, прочность кладки может быть определена при подстановке в формулу $R_2 = 0$. Такая подстановка дает:

$$R_0 = AR_1 \left(1 - \frac{a}{b} \right). \quad (2.2)$$

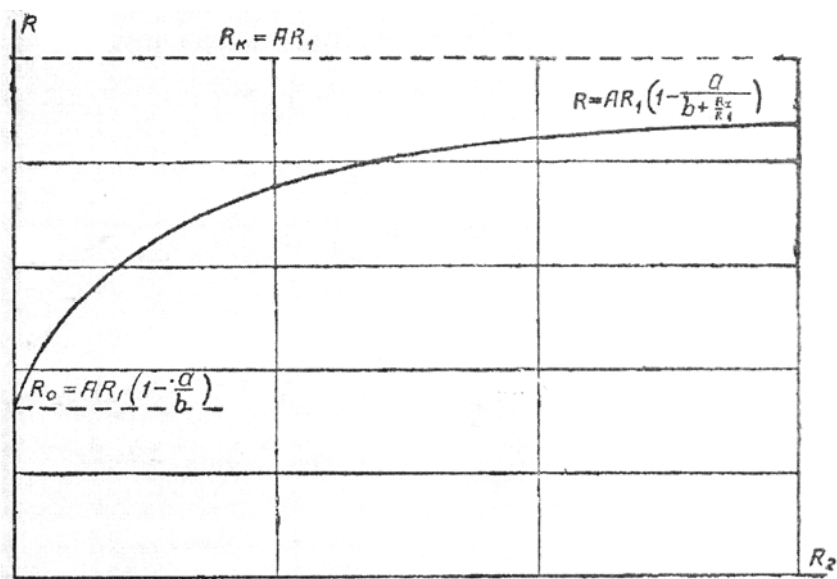


Рис. 2.1. Зависимость прочности кладки от прочности камня и раствора

Для всех видов кладки $a < b$ и следовательно кладка имеет определенную начальную прочность, для некоторых случаев достаточно высокую.

2) при прочности раствора $R_2 = \infty$ мы можем определить верхний предел R_k , к которому стремится прочность кладки, если беспрестанно повышать прочность раствора:

$$R_k = AR_1. \quad (2.3).$$

Этот предел назван конструктивной прочностью кирпича или камня, а коэффициент A – конструктивным коэффициентом. Значение A всегда меньше единицы. Для некоторых материалов A составляет только небольшую часть единицы. Это показывает, что при самых прочных растворах мы можем использовать только некоторую часть прочности кирпича или камня, которую мы определяем маркой. Конструктивная же прочность R_k ближе характеризует прочность кладки из определенного материала.

Полученные значения R_0 и R_k определяют нижний и верхний пределы прочности кладки. Из коэффициентов формулы основным для величины прочности кладки является конструктивный коэффициент A , которому пропорциональны оба предела и промежуточные значения прочности кладки при всех значениях прочности раствора. Он имеет такое же влияние на прочность кладки, как и прочность камня. Эмпирические коэффициенты a и b определяют нижний предел прочности кладки при $R_2 = 0$ и закон нарастания прочности по мере роста прочности раствора. На результатах подсчета прочности по формуле некоторая неточность величины этих коэффициентов сказывается мало. Поэтому для практических целей приняты для каждого вида материала постоянные средние значения этих коэффициентов. Они будут даны далее при рассмотрении кладки из отдельных видов материалов.

2.2. Сжатие кирпичной кладки. Три стадии разрушения

Работа кирпичной кладки на сжатие существенно отличается от работы однородного монолитного тела. Взаимодействие между кирпичом и раствором приводит к плохому использованию прочности кирпича и низкой прочности кладки. Для правильного понимания работы кирпичной кладки много дает изучение характера разрушения кирпичной кладки под нагрузкой и анализ напряженного состояния отдельных кирпичей в кладке перед ее разрушением.

Многочисленные испытания кладки в лаборатории и наблюдения за разрушением кладки в зданиях позволяют установить три стадии разрушения кладки, показанные на рис. 2.2.

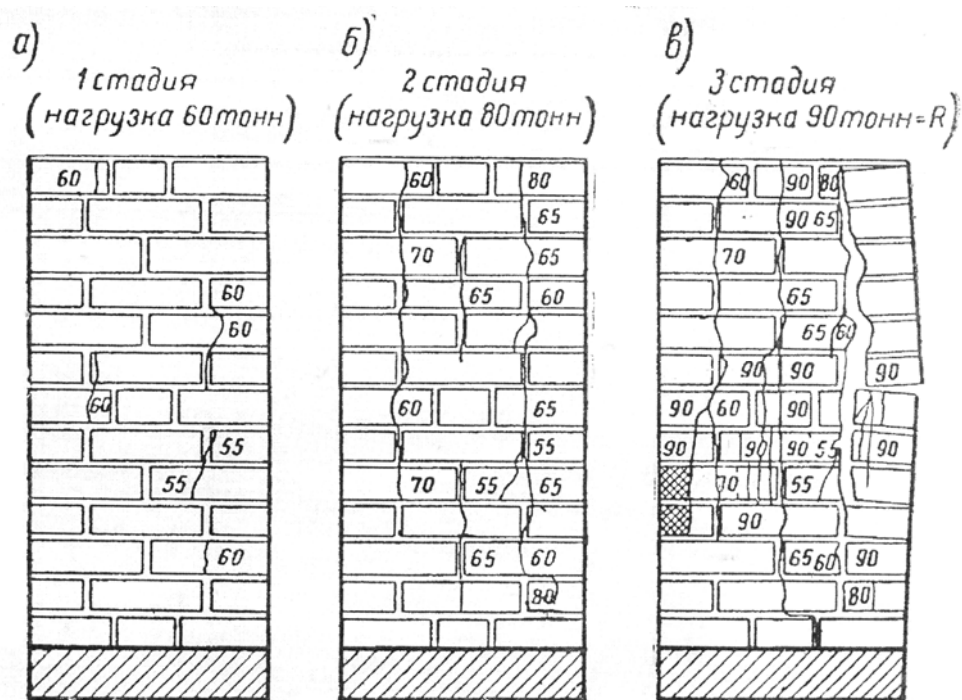


Рис. 2.2. Три стадии разрушения кирпичной кладки при сжатии (числа около трещин показывают нагрузку в т, при которой возникли и развивались трещины)

Первая стадия характеризуется появлением трещин в отдельных кирпичах. На примере, показанном на рис. 2.2,а, первые трещины возникли при нагрузке 55-60 т, тогда как полное разрушение кладки произошло при нагрузке в 90 т (см. рис. 2.2,в). Величина нагрузки, при которой появляются первые трещины, зависит от раствора, на котором сложена кладка. Если мы обозначим временное сопротивление кладки через R , то первые трещины возникают:

в кладке на цементном растворе при нагрузке – $0,6-0,8R$

в кладке на сложном растворе при нагрузке – $0,5-0,7R$

в кладке на известковом растворе при нагрузке – $0,4-0,6R$.

Появление таких небольших единичных трещин должно рассматриваться как очень серьезный сигнал. Допускаемые напряжения на кладку установлены с тройным коэффициентом запаса, следовательно напряжения в кладке не должны превосходить $0,33R$. Таким образом первые трещины показывают, что напряжения в кладке значительно выше допускаемых.

Если на кладку, получившую первые трещины, продолжать увеличивать нагрузку, то трещины будут развиваться дальше и конструкция постепенно перейдет во вторую стадию разрушения (рис. 2.2,б). Единичные трещины в отдельных кирпичах соединяются вместе и образуют сквозные трещины, проходящие вертикально через несколько рядов кладки. Нагрузка во второй стадии разрушения составляет $0,8-0,9R$. Такое состояние кладки на практике надо рассматривать, как аварийное.

Серьезность положения заключается в том, что в отличие от первой стадии трещины будут продолжать развиваться, даже если не увеличивать нагрузки, и в конце приведут к полному разрушению кладки. Объяснение этому надо искать в разнице условий работы при длительной нагрузке и при лабораторных испытаниях с кратковременной нагрузкой. Та нагрузка, которая в лабораторных испытаниях составляет 80-90 % от разрушающей, при длительной нагрузке уже является разрушающей и постепенное развитие трещин является как раз процессом разрушения. Это развитие трещин не только не затухает, но, наоборот, прогрессирует и протекает особенно интенсивно, когда приближается момент окончательного разрушения конструкции.

Момент полного разрушения конструкции может рассматриваться как третья стадия разрушения (см. рис. 2.2,в). Кладка расслаивается на отдельные участки – столбики в $\frac{1}{2}$ кирпича, которые раздавливаются и теряют свою устойчивость. На рис. 2.3 и 2.4 показано разрушение высоких столбов.

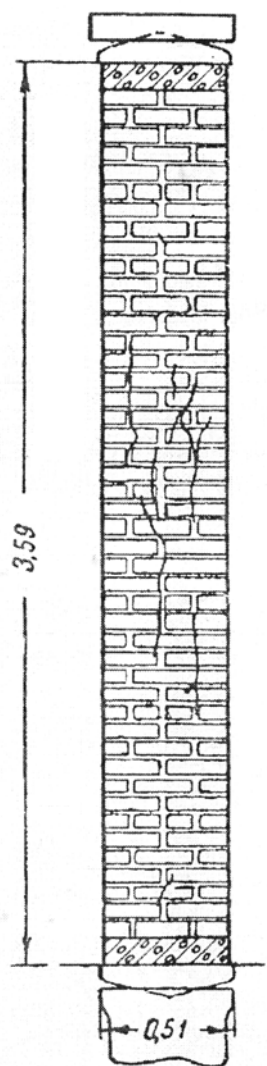


Рис. 2.3. Разрушение кирпичного столба сечением 2×2 кирпича

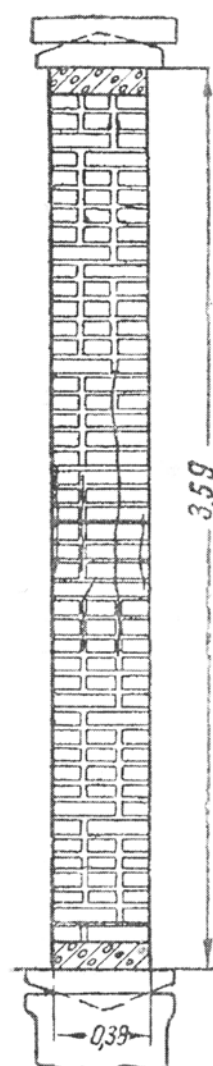


Рис. 2.4. Разрушение кирпичного столба сечением $1\frac{1}{2} \times 1\frac{1}{2}$ кирпича

Прежде чем перейти к анализу напряженного состояния кладки под нагрузкой, сделаем несколько практических указаний о мероприятиях при появлении трещин. Прежде всего следует отличать разрушение кладки при раздавливании, выражающееся в появлении мелких вертикальных трещин в кирпиче от разрушения, возникающего при разрыве или срезе кладки. Во втором случае, например при температурных или осадочных явлениях, трещины развиваются преимущественно по швам кладки, но могут частично проходить и через кирпич. Вместо сети мелких трещин мы имеем сквозные трещины, проходящие на большом протяжении.

При больших деформациях эти трещины могут иметь значительную ширину, иногда измеряемую сантиметрами. Такие трещины представляют меньшую опасность для здания, чем трещины, относящиеся к первому случаю. В отдельных случаях возникает только опасность местного выпадения отдельных кирпичей. При появлении единичных трещин следует прекратить дальнейшее повышение нагрузки и ограничиться наблюдением за деформациями, установив алебастровые маяки. Распознавание трещин, особенно при трещиноватом кирпиче, требует большой внимательности. Их отличают по свежему излому в кирпиче. Если разрушение перешло во вторую стадию, т.е. имеются сквозные трещины, проходящие через несколько рядов кладки, то необходимо немедленно приступить к временному укреплению кладки: простенков – деревянными стойками в проемах с тщательной подклинкой, а внутренних столбов – стойками под прогонами. Одновременно ставятся на трещины маяки, по которым судят о прекращении или дальнейшем развитии трещин. Лучше, чем маяки, показывают нарастание деформаций специальные точные приборы, регистрирующие деформации до сотых и даже тысячных долей миллиметра. Если нарастание деформаций идет интенсивно, то самым надежным способом укрепления является закладка оконных проемов кирпичной кладкой на цементном растворе 1:3 и подведение, где возможно, кирпичных столбов на таком же растворе.

Наконец бывают случаи, что меры принимаются слишком поздно или ведутся недостаточными темпами и дальнейшее укрепление конструкций уже бывает сопряжено со значительной опасностью для рабочих. Тогда приходится отказываться от укрепления здания. Правильная оценка положения требует большого опыта. Если например, несмотря на все принимаемые меры по укреплению, поставленные маяки или приборы будут показывать дальнейшее интенсивное нарастание деформаций и трещины будут достигать несколько миллиметров ширины, дальнейшие работы по укреплению уже сопряжены с опасностью для рабочих и должны быть прекращены.

2.3. Анализ напряженного состояния отдельных кирпичей в кладке

Переходим теперь к анализу напряженного состояния отдельных кирпичей в кладке под давлением. Уже из предыдущих опытов мы имели косвенные указания на то, что отдельные кирпичи испытывают изгиб. Для более детального изучения этого явления была изготовлена специальная установка с 40 тензометрами, регистрирующая деформации пяти рядов кладки столба 2×2 кирпича (рис. 2.5). На каждом ложке замерялись деформации в четырех точках, а на тычке – в двух точках. На рис. 2.6 показаны с ильной увеличенном масштабе деформации отдельных кирпичей одного из испытанных столбов при двух ступенях нагрузки. На последней ступени мы уже имеем появление продольных трещин. При напряжениях, близких к разрушающим, деформации оси в ту и другую сторону от среднего положения доходили до 0,1 мм.

Стрела прогиба на участках, имеющих кривизну в одну сторону, доходила до 1/600 длины участка. Хотя в абсолютных величинах изгиб и не велик, но при большой высоте кирпича и его хрупкости он достаточен, чтобы вызвать разрушение от напряжений изгиба и среза. Ориентировочный подсчет этих напряжений по деформациям показал соответствие их пределу прочности кирпича на изгиб и срез. В то же время напряжения сжатия составляют только 15-25 % от предела прочности кирпича на сжатие.

Эти опыты привели к выводу, что появление первых трещин в кладке вызывается напряжениями изгиба и среза вследствие изгиба отдельных кирпичей. Оставалась невыясненной причина изгиба. Казалось бы, что при равномерной нагрузке отдельные кирпичи должны испытывать только равномерное сжатие, но так было бы, если бы постель раствора, на которой лежит кирпич, передавала давление равномерно. Для проверки степени равномерности плотности шва в кладке были подвергнуты исследованию рентгеновскими лучами швы раствора, взятые из кладки. Регистрирующие

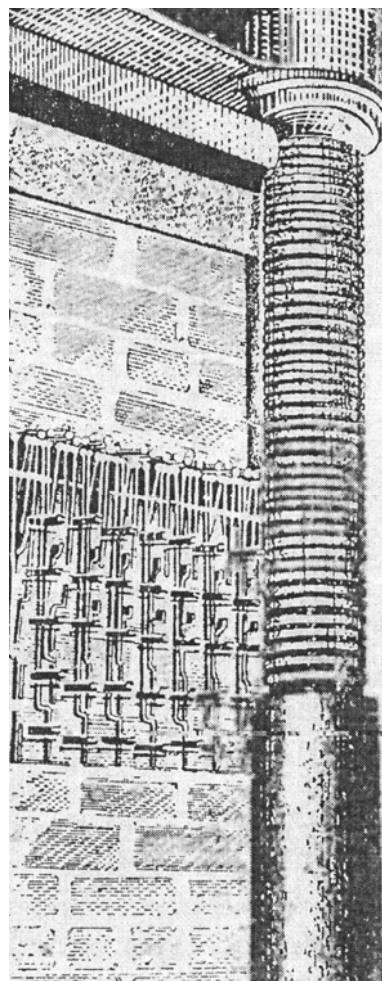


Рис. 2.5. Установка с 40 тензометрами для одновременного замера деформаций кирпичей в пяти рядах кладки столба (ЦНИПС)

микрофотометром Коха и Гуса была графически получена степень поглощения (затемнения) рентгеновского луча в отдельных точках, соответствующая плотности раствора на данном участке (рис. 2.7).

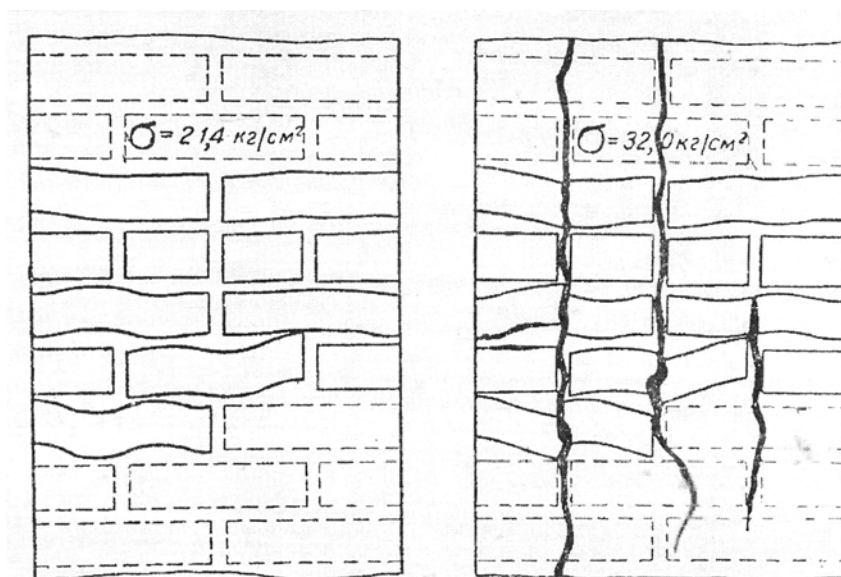


Рис 2.6. Деформации изгиба отдельных кирпичей в кладке при сжатии (на рисунке масштаб деформаций в 200 раз больше масштаба размеров кирпича)

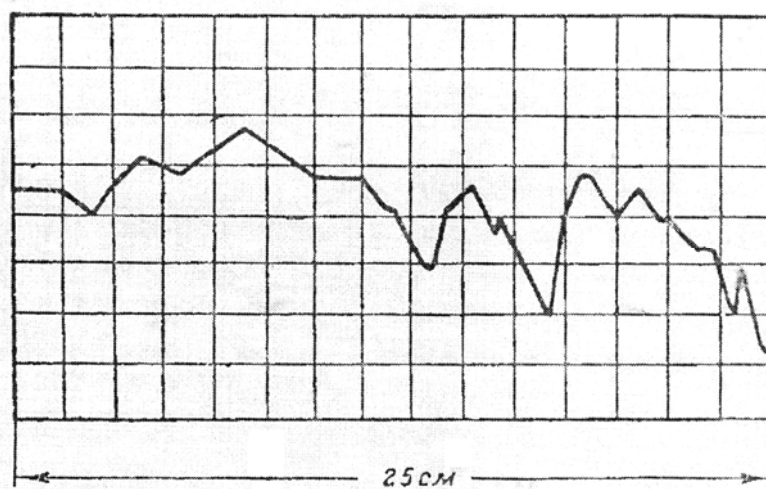


Рис. 2.7. Определение плотности шва кладки с помощью рентгеновских лучей (ломанная линия записана микрофотометром Коха и Гуса и характеризует затемнение рентгеновского луча на протяжении одного кирпича)

Графики показали значительную неравномерность этой плотности. Неравномерность плотности шва получается уже при перемешивании раствора, но особенно увеличивается в процессе кладки, когда каменщик вначале накладывает неровную постель из раствора и затем уплотняет ее осаживанием в раствор кирпича.

Описанные выше опыты 1935-1936 г.г. выяснили, что первое разрушение кладки происходит от изгиба и среза кирпича. Этим напряжениям кирпич вследствие его хрупкости сопротивляется плохо. Разрушение же от сжатия кирпича происходит только в последней стадии, когда столб уже расчленен продольными трещинами на отдельные участки; некоторые из этих участков выключились из работы, а другие наоборот, восприняли на себя всю нагрузку. Раздробление кирпича имеет место только в отдельных участках кладки. Таким образом анализ разрушения кладки показал следующее:

а) помимо прочности на сжатие кирпича и прочности раствора большое значение для прочности кладки имеет прочность кирпича на изгиб и на срез;

б) прочность кирпича на сжатие остается в кладке очень мало неиспользованной.

2.4. Формулы прочности кирпичной кладки

Описанная выше картина разрушения кирпичной кладки показывает, что временное сопротивление кирпичной кладки во многом зависит не только от прочности кирпича и раствора на сжатие, но и от прочности кирпича на изгиб и на срез, которые определяют нагрузку, вызывающую первые трещины. Это полностью подтверждается экспериментами. При одинаковой прочности кирпича и раствора на сжатие мы часто получаем различную прочность кладки. Неоднократно отмечались случаи, когда при большей прочности кирпича на сжатие мы получаем более слабую кладку. Это должно найти свое отражение и формуле определяющей прочность кладки. Общий вид формулы для каменной кладки (2.1) действителен и для кирпичной кладки при коэффициентах $a = 0,2$ и $b = 0,3$:

$$R = AR_1 \left(1 - \frac{0,2}{0,3 + \frac{R_2}{R_1}} \right) = AR_1 \frac{0,1 + \frac{R_2}{R_1}}{0,3 + \frac{R_2}{R_1}}. \quad (2.4)$$

Коэффициент A различен для каждой партии кирпича. Он и вызывает кажущееся на первый взгляд отсутствие закономерности между прочностью кирпича и прочностью кладки. При большом значении A и низкой прочности кирпича R_1 мы можем получить более высокую прочность кладки, чем при кирпиче с низким коэффициентом A , и высокой прочностью на сжатие. Для установления факторов, определяющих значение коэффициентов A , был произведен анализ большого количества серий опытов наших и зарубежных. Основными факторами оказались прочность кирпича на изгиб ($R_{изг}$) и прочность кирпича на срез ($R_{ср}$). Это позволило увязать в

одно целое эмпирические формулы прочности кладки и анализ явлений в кладке при разрушении. Оказалось, что большему значению A отвечают более высокие показатели прочности кирпича изгибу и срезу, или иначе, более прочную кладку дает менее хрупкий кирпич, имеющий меньше боя и половняка в партии. Были выведены следующие эмпирические формулы для коэффициента A в зависимости от прочности кирпича на изгиб и на срез ($R_{изг}$ и $R_{ср}$):

по изгибу
$$A_{изг} = \frac{1,2}{1 + \frac{R_1}{3R_{изг}}}; \quad (2.5)$$

по срезу
$$A_{ср} = \frac{2,2}{1 + \frac{R_1}{R_{ср}}}. \quad (2.6)$$

Для постановки в формулу (2.4) принимается более низкий показатель A , так как разрушение происходит по более слабому месту: или от недостаточной прочности на изгиб или от недостаточной прочности на срез. Сопоставление формул (2.5) и (2.6) с опытными данными показано на графиках (рис. 2.8 и 2.9). Полученные результаты внесли значительную ясность в оценку механической прочности кирпича. Она должна определяться не величиной R_1 – прочностью кирпича на сжатие, а величиной AR_1 , называемой конструктивной прочностью кирпича и зависящей от всех трех показателей прочности кирпича. Прочность кладки пропорциональна величине AR_1 .

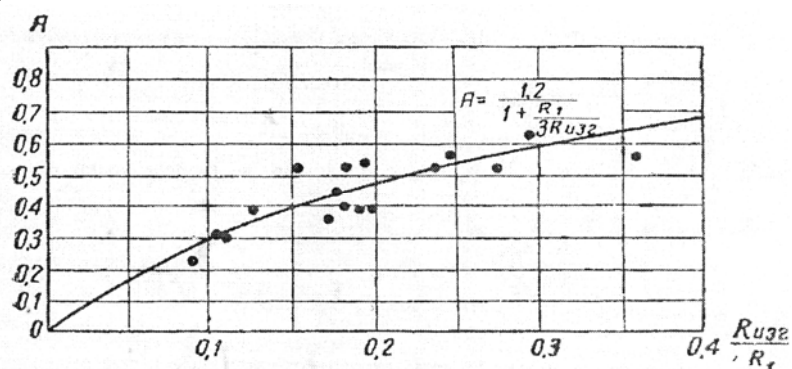


Рис. 2.8. Зависимость конструктивного коэффициента кирпича от прочности его на изгиб (кривая по формуле 2.5 и экспериментальные точки по опытам ЦНИПС)

На графике (рис. 2.10) показаны результаты испытаний кирпичной кладки, произведенных в России и за границей. Здесь же показана кривая прочности кладки по формуле (2.4). Подавляющее большинство опытных точек расположено в пределах $\pm 10\%$ от теоретической кривой, определенной по формуле (2.4).

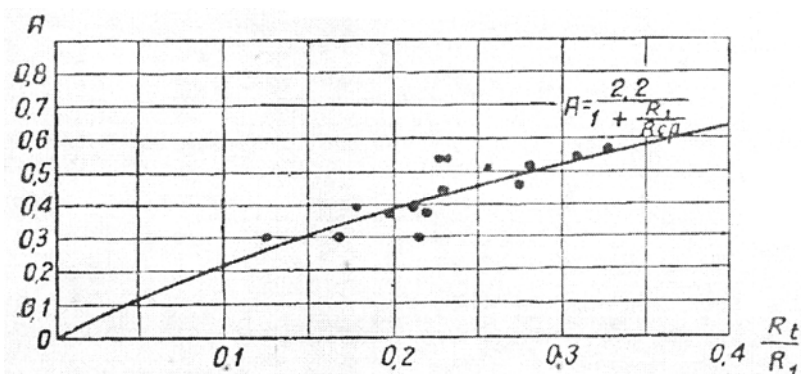


Рис. 2.9. Зависимость конструктивного коэффициента кирпича от прочности его на срез (кривая по формуле 2.6 и экспериментальные точки по опытам ЦНИПС)

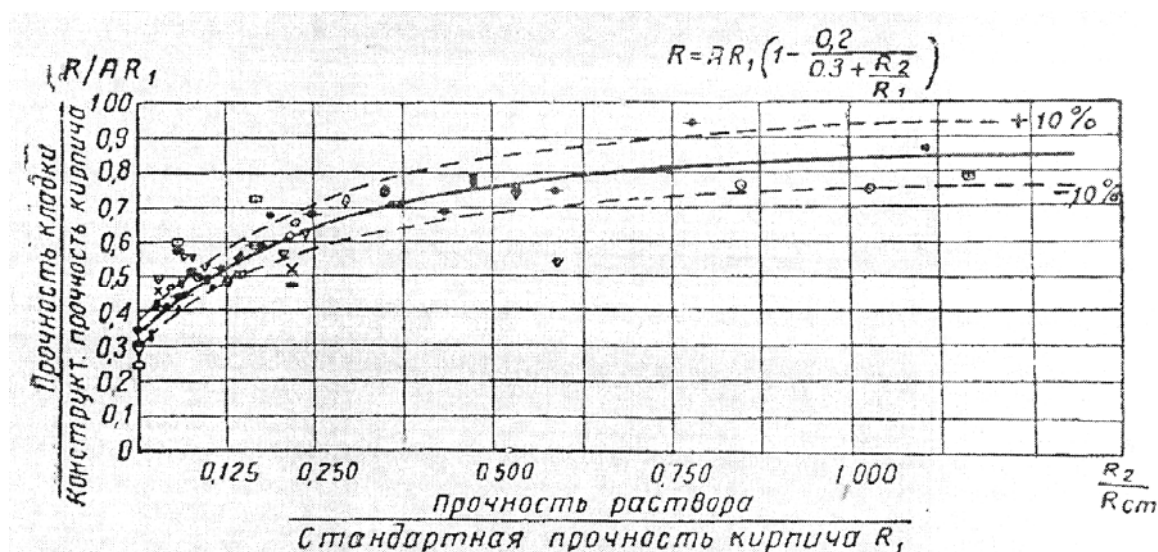


Рис. 2.10. Зависимость прочности кирпичной кладки от прочности кирпича и раствора (кривая по формуле 2.4 и экспериментальные точки по опытам ЦНИПС 1929-1938 г.г.)

2.5. Нормы допускаемых напряжений на кирпичную кладку

При разработке новых норм проектирования каменных конструкций возник вопрос о том, какие должны быть установлены допускаемые напряжения на кирпичную кладку при имеющемся большом разнообразии показателей прочности на сжатие, изгиб и срез.

За основу было принято соотношение показателей прочности на сжатие и изгиб, которое наш кирпич в среднем имел в первую пятилетку (данные московских и ленинградских заводов). По этим показателем был определен коэффициент A в зависимости от прочности кирпича:

$$A = 0,33 + \frac{15}{R_1}. \quad (2.7)$$

Формула (2.7) действительна для так называемого нормального кирпича марки М75 и выше, который обладает требуемыми показателями

прочности на сжатие, изгиб и срез. На рис. 2.11 показана диаграмма прочности кладки для нормального кирпича, принятая в нормах проектирования.

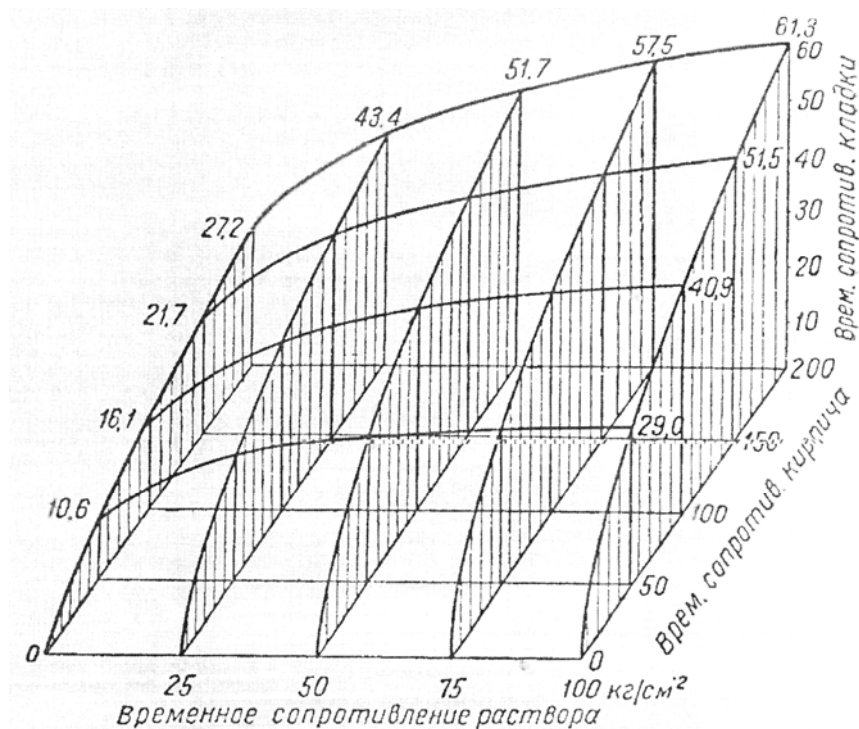


Рис. 2.11. Зависимость прочности кирпичной кладки от прочности кирпича и раствора (принято в нормах проектирования каменных конструкций для кирпича, удовлетворяющего требованиям стандарта на изгиб)

Для прочности кладки из кирпича с непрерывным строением (без трещин) более показательны испытания на срез, так как требуемая прочность на изгиб здесь обычно бывает обеспечена. Наличие трещин, которые сильно ухудшают работу кирпича в кладке, при испытании на срез может сказаться только в том случае, если они случайно попадут в плоскости среза. При испытании на изгиб влияние трещин скажется на результатах в том случае, если трещины окажутся на участке с большими моментами, т.е. в средней половине кирпича. Вероятность этого достаточно велика, почему испытания на изгиб для трещиноватого кирпича более показательны. По этим соображениям в стандарт на кирпич введены только показатели на изгиб как основные в настоящее время для нашего кирпича.

Следует учитывать, что допускаемые напряжения в нормах проектирования и требования к механической прочности кирпича в стандарте увязаны между собой самым тесным образом, и невыполнение требований стандарта в отношении прочности на изгиб автоматически влечет за собой снижение установленного тройного запаса прочности, принятого в нормах проектирования.

Для кирпича с показателями на изгиб и на срез, отличающимися от нормальных, формула (2.7) не подходит, и коэффициент A должен опреде-

ляться по формулам (2.5) и (2.6). При пониженных показателях прочность кладки будет ниже, а при повышенной – выше той, которая принята в нормах; поэтому соответственно должны быть изменены допускаемые напряжения на кладку.

Пример 2.1. Определить допускаемое напряжение на кладку из кирпича, имеющего прочность на сжатие 100 кг/см^2 , на изгиб 18 кг/см^2 и на срез 25 кг/см^2 . Кладка на тяжелом цементном растворе 1:0,2:4; цемент марки М200, песок средней крупности.

Решение. По показателям прочности на изгиб и на срез кирпич не удовлетворяет требованиям для нормального кирпича. Поэтому для этого кирпича нельзя использовать установленными нормами допускаемых напряжений. Временное сопротивление кладки может быть определено по формулам (2.4), (2.5) и (2.6):

$$A_{\text{изг}} = \frac{1,2}{1 + \frac{100}{3 \cdot 18}} = 0,42;$$

$$A_{\text{ср}} = \frac{2,2}{1 + \frac{100}{25}} = 0,44.$$

Принимаем для расчета более низкий показатель $A = 0,42$ (для нормального кирпича $A = 0,48$). Марка раствора 1:0,2:4, $R_2 = 50 \text{ кг/см}^2$.

Определяем временное сопротивление кладки:

$$R = 0,42 \cdot 100 \left(1 - \frac{0,2}{0,3 + \frac{50}{100}}\right) = 31,5 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение определяем делением на коэффициент запаса $k = 3$:

$$[\sigma] = \frac{31,5}{3} = 10,5 \text{ кг/см}^2.$$

Для кирпича марки М100 нормального качества при тех же условиях $[\sigma] = 12 \text{ кг/см}^2$.

2.6. Влияние различных факторов на прочность кирпичной кладки

Показатели прочности кирпича и раствора являются основными факторами, определяющими прочность кладки. Однако исследования выявили также целый ряд других факторов, влияющих на прочность кладки, кото-

рые должны быть учтены при определении временного сопротивления кладки. Мы остановимся на главнейших из них.

2.6.1. Упругие свойства растворов

Изучение работы раствора в швах кладки еще только началось и не дает пока исчерпывающего ответа на вопрос о том, каким образом прочность кладки зависит от прочности раствора. Описанная выше неравномерная плотность шва, вызывающая изгиб кирпича, сказывается на прочности кладки в большей степени при слабых растворах, чем при обычных. Это объясняется тем, что слабые растворы дают большие величины деформаций. Кроме того на работе кладки должна сказываться разница в пуассоновом расширении кирпича и раствора. При сжатии кирпича вне кладки расширение его очень мало. Поперечное же расширение раствора при испытании вне кладки при тех же напряжениях для цементного раствора 1:4 примерно в 10 раз больше, чем для кирпича, а для более слабых растворов это отношение еще больше. При совместной работе в кладке раствор должен вызывать большие растягивающие усилия в кирпиче, тем большие, чем ниже марка раствора. Наличие разницы в поперечных деформациях кирпича в кладке при различных растворах было установлено экспериментально.

Таким образом отдельные кирпичи в кладке помимо уже отмеченных выше напряжений изгиба и среза испытывают весьма значительные напряжения растяжения, вызываемые поперечным расширением раствора в швах кладки, которое сдерживается кирпичом.

Приведенная выше формула (2.4) прочности кладки учитывает влияние раствора только для определенных соотношений между его прочностью и деформациями. Конструктивный коэффициент A выведен для цементных и сложных растворов. Когда мы приходим к растворам с другими упругими свойствами, с большими деформациями при тех же прочностях раствора, то мы получаем более слабую кладку. Поэтому для более сжимаемых растворов – шлаковых, пемзовых и т.п. – необходимо к формуле (2.4) ввести понижающий поправочный коэффициент.

Для шлаковых и известковых растворов в нормах принято снижение прочности на 15 %.

2.6.2. Размер сечения кладки

На результаты испытаний кладки сказывает существенное влияние размер сечения образцов. Это влияние для кладки больше, чем для бетона. С уменьшением сечения прочность повышается. Физические факторы, вызывающие повышение прочности кладки, при уменьшении сечения пока еще не выяснены. Причину этого следует видеть частично в различных

условиях производственного процесса и условиях твердения забутки и верстовой кладки, выходящей наружу. Та кладка прочнее, в которой забутки меньше. Формулы и нормы допускаемых напряжений даны для образцов толщиной в $1\frac{1}{2}$ -2 кирпича (38-51 см) с отношением высоты к наименьшему сечению около 3. Наиболее высокую прочность показывают образцы кладки толщиной в $\frac{1}{2}$ кирпича (12 см), а также пустотные кладки со стенками в $\frac{1}{2}$ кирпича. Средняя прочность этих кладок выше нормы на 10-20 %. Нормами не предусмотрен учет такого повышения прочности. Следовательно в этих конструкциях мы имеем повышенный коэффициент запаса, что для тонкостенных конструкций вполне оправдано.

Установленные нормами допускаемые напряжения мы распространяем на кладку любой толщины. Если для более тонких сечений это ведет к повышению запаса прочности, то для массивных сечений мы имеем обратное явление. Для таких сечений надо быть особенно осторожными как в отношении расчета, так и особенно в отношении качества кладки и не допускать забутки их кирпичным боем и половняком, небрежной перевязки и других отступлений от правил нормальной кладки. Следует помнить, что значительное число аварий с кирпичной кладкой относится к массивным сильно нагруженным кирпичным конструкциям большого сечения, в которых не были превзойдены допускаемые напряжения, но вместе с тем были соблюдены вышеуказанные требования в отношении качества кладки и перевязки забутки.

2.6.3. Форма кирпича и толщина швов кладки

Правильность формы кирпича оказывает заметное влияние на прочность кладки. При искривленных поверхностях мы получаем неодинаковую толщину шва и таким образом усугубляем неоднородность постели раствора, вызывающую изгиб и преждевременное разрушение кирпича. Также резко отрицательно сказывается и неодинаковая толщина отдельных кирпичей в партии, вызывающая различную толщину швов. Снижение прочности может дойти до 25 %.

Для кирпича сухого прессования правильная форма кирпича благоприятно сказывается на прочности кладки. При одинаковом соотношении показателей прочности на изгиб и на срез мы получаем более высокий (примерно на 25 %) конструктивный коэффициент A в формуле прочности кладки. Для кирпича сухого прессования правильная форма и размеры кирпича до некоторой степени компенсируют в кладке недостаточную прочность на изгиб, которую он обнаруживает на настоящей стадии освоения его технологии. Уменьшаются предпосылки для неравномерности постели и следовательно для величины изгиба кирпичей в кладке, и в результате кладка из кирпича сухого прессования показывает нормальную

прочность, несмотря на несколько пониженные показатели прочности на изгиб и на срез (до 25 %).

С формой кирпича тесно связан вопрос об оптимальной толщине шва. Опыты показывают, что при правильных пришлифованных гранях кирпича или камня с уменьшением толщины шва прочность кладки повышается и максимальная прочность получается при минимальной толщине шва или даже при кладке без раствора. Однако иные результаты получаются при применении кирпича с обычными неправильностями граней. Здесь назначение раствора заключается в основном в том, чтобы сгладить влияние неровностей постелей кирпича. Кладка насухо без раствора имеет ничтожную прочность (6 % от прочности кирпича). Испытание кладки с тонкими швами (1-2 мм) из обычного кирпича, без заметных искривлений, произведенного Мосстроем в 1928 г., показало также заметное снижение прочности кладки. Чем больше искривления поверхности кирпича и размерность его высоты, тем больше должна быть толщина шва, чтобы сгладить влияние неодинаковой его толщины. Однако с увеличением толщины шва увеличиваются растягивающие усилия в кирпичах, вызываемые поперечным расширением раствора в швах при сжатии кладки, и прочность кладки понижается. Нормальным следует считать шов в пределах 8-12 мм. Низший предел отвечает кирпичу правильной формы, верхний – кирпичу с небольшими искривлениями.

Смещение в одной партии кирпича различной прочности также влияет на прочность кладки. При большой разнице в прочности мы имеем большую разницу и в упругих свойствах кирпича и следовательно различную сжимаемость при одной нагрузке. Если кирпич лежит в кладке на двух кирпичах с различной сжимаемостью, то это создает условия для изгиба кирпича и ведет к его разрушению при более низких нагрузках. Та партия кирпича, которые имеют большие колебания в прочности отдельных кирпичей, показывают пониженную прочность кладки и должны оцениваться не по средней прочности кирпича, а по более низкой.

2.6.4. Форма шва

Способ расстилания раствора оказывает также большое влияние на прочность кладки. Большое значение имеют полнота постели и отсутствие в ней пустот. Так же влияют равномерность толщины слоя раствора, на который укладываются кирпич, и уплотнение шва при укладке кирпича. Лаборатория каменных конструкций ЦНИПС располагает данными о различной прочности кладки из одинаковых материалов, сложенной различными каменщиками. Более квалифицированные каменщики дают прочную кладку. Увеличение прочности достигает 30 %. Так, сильно сказывается «рука» каменщика. Положительно сказываются и быстрые темпы кладки, при которых происходит обжатие кладки от отвердевания раство-

ра. Такое обжигание не отвердевшего раствора сглаживает неодинаковую плотность раствора в шве.

Чтобы исключить влияние «руки» каменщика и изучить влияние геометрической формы постели, на которую укладывается кирпич, было проведено исследование образцов кладки, сложенных с помощью специальных шаблонов для образования постели. Результаты этих исследований показали падение прочности кладки при некоторых формах шаблона до 60 %. Наилучшие результаты дал шаблон, образующий плоскую постель. Изложенное указывает на чрезвычайную важность выравнивания постели при кладке, что должно быть принято в основу рекомендуемых методов кирпичной кладки.

В отличие от горизонтальных швов заполнение вертикальных швов влияния на прочность кладки не оказывает. Параллельные испытания столбов с пустыми и полными вертикальными швами показали одинаковую прочность обоих видов столбов. Поэтому вопрос о заполнении вертикальных швов должен рассматриваться только с теплотехнической стороны. Для предупреждения продуваемости кладки достаточно тщательное заполнение вертикальных швов верстовых рядов внутреннего и наружного на глубину в $\frac{1}{2}$ кирпича. Вертикальные же швы в забутовке могут быть оставлены без заполнения. При этом повышается термическое сопротивление кладки, ускоряется просушка и достигается экономия раствора.

Интересно отметить, что сцепление раствора с кирпичом не оказывает влияния на прочность кладки на сжатие. Кирпичные столбы с проложенной в горизонтальных рядах при выкладке бумагой для нарушения сцепления раствора с кирпичом показали нормальную прочность. Таким образом и при отсутствии сцепления швы хорошо выполняют свое назначение – передачу давления между рядами кладки.

2.6.5. Система перевязки

Система перевязки оказывает незначительное влияние на прочность кладки. Опыты ЦНИПС 1932 г. (инж. Н.И. Кравчени) показали следующие сравнительные прочности кладки различных систем, приведенные в табл. 2.1. В то же время ложковые системы перевязки дают лучшую продольную перевязку, предохраняющую стену от появления поперечных трещин: температурных, осадочных и др., к которым предрасположена цепная кладка.

Для предупреждения поперечного расслаивания стены требуется, чтобы кладка имела не менее 25 % тычков или же чтобы один тычок приходился на каждые $0,06 \text{ м}^2$ продольного сечения стены. Необходимо также, чтобы требуемое количество тычков было равномерно распределено в объеме кладки. Построенная по таким принципам любая система перевязки должна показать нормальную прочность кладки с небольшими отклонениями в ту или иную сторону.

Т а б л и ц а 2 . 1

Сравнительные прочности кладки

Система перевязки	Временное сопротивление кладки	Относительная прочность кладки
Цепная (тычковая)	34,7	1,0
Американская (ложковая)	34,0	0,98
Ложковая без $\frac{3}{4}$ кирпича (кладка Онищика)	33,5	0,97

2.6.6. Влияние времени на прочность кладки.

Прочность кладки при скоростном строительстве

Хотя в деле создания теории прочности кладки уже проделана большая работа, но еще имеются существенные пробелы, требующие дальнейшего исследования. В прошлом все внимание было сосредоточено на изучении кладки под кратковременной нагрузкой в месячном возрасте. Остается невыясненным влияние времени как в форме длительного приложения нагрузки, так и в форме возраста кладки.

Мы уже отмечали, что вторая стадия разрушения при нагрузке в 80-90 % от временного сопротивления при длительном действии нагрузки переходит в полное разрушение кладки. Однако вполне возможно, что и более низкая ступень нагрузки при длительном действии таковой может оказаться разрушающей. Прочность кладки под длительной нагрузкой на различных растворах может быть установлена только специальными исследованиями, без чего мы все не можем оценить действительные запасы прочности, которые мы имеем в кладке при допускаемых напряжениях по нормам. Помимо технического интереса исследование кладки под длительной нагрузкой имеет большой практический интерес, так как оно должно пролить свет на обстоятельства, вызвавшие ряд разрушений кладки при сравнительно низких нагрузках.

Актуальность изучения прочности кладки в ранних периодах твердения возникла в связи со скоростными методами строительства. Задолго до месячного возраста, на который ведется расчет по нормам, кладка может получить значительную часть проектной нагрузки и даже полную нагрузку. С некоторым приближением мы можем оценить прочность кладки по кривой нарастания прочности раствора в кубике.

При оценке влияния возраста на прочность растворов обычно используют логарифмическую зависимость, установленную опытами для бетона:

$$R_t = R_{30} \frac{\lg t}{\lg 30}, \quad (2.8)$$

где R_t — прочность бетона в возрасте t дней;

R_{30} — прочность бетона в месячном возрасте;

t — возраст бетона в днях.

Формула (2.8) дает хорошие результаты для возрастов от 15 дней и до нескольких лет. Для более ранних сроков она не подходит по своей структуре, так как при $t = 0$ она не дает $R_t = 0$ (прочность свежего бетона), а $R_t = -\infty$. Соответственно искажаются и данные для самых ранних сроков твердения 1-7 дней, имеющих очень важное значение для скоростного строительства. Для возрастов в пределах от 0 до 30 дней может быть предложена на основании имеющихся данных по цементным и сложным растворам гиперболическая зависимость:

$$R_t = R_{30} \frac{at}{30(a-1) + t}. \quad (2.9)$$

В этой формуле величина a зависит от состава раствора и температуры, при которой происходит твердение раствора. Для основной группы растворов при средней температуре твердения (15-20 °С) $a = 2$ и формула (2.9) получает вид:

$$R_t = R_{30} \frac{2t}{30 + t}. \quad (2.10)$$

С понижением температуры a возрастает, с повышением же понижается. Как уже отмечалось ранее, изменение прочности раствора вызывает значительно меньшие изменения прочности кладки. Величина этих изменений зависит по формуле (2.1) от соотношения прочностей раствора и камня. В табл. 2.2 приводятся вычисленные по формулам (2.10) и (2.4) изменения прочности раствора и прочности кладки при $\frac{R_2}{R_1} = 0,5$ в различные сроки твердения в пределах месячного возраста.

Т а б л и ц а 2 . 2

Относительная прочность раствора и кладки в ранних возрастах

Возраст в днях	0	1	2	3	5	7	15	30
Прочность раствора	0	0,06	0,12	0,18	0,28	0,38	0,67	1,0
Прочность кладки	0,44	0,53	0,59	0,65	0,73	0,78	0,92	1,0

Нормы проектирования каменных конструкций разрешают на время строительного периода понижать коэффициенты запаса на 20 %, что допускает понижение прочности кладки до 0,8 от нормальной прочности в месячном возрасте. Такое понижение прочности кладки имеет место в 7-дневном возрасте. Поэтому при скоростном строительстве требуется проверка прочности раствора на время возведения только в тех случаях, когда кладка получает основную нагрузку в возрасте ранее 7 дней или когда здание сдается в эксплуатацию ранее месячного срока. Для многоэтажных зданий, в которых полностью использованы допускаемые напряжения,

более ранние сроки даже при скоростном строительстве могут встретиться только в виде исключения.

При рекордных сроках возведения кладки, когда стены могут получить значительную нагрузку в возрасте 2-3 дней требуется проверка прочности кладки, причем может потребоваться в отдельных случаях специальное повышение марки раствора.

2.7. Сжатие кладки из блоков

В строительстве находят применение блоки двух видов: мелкие, укладываемые вручную, и крупные, укладываемые кранами. Основным видом мелких блоков в строительстве являются бетонные блоки сплошные и пустотелые. Они делаются из тяжелого и легкого бетона. Высота их примерно равна трем кирпичной кладки – 0,20-0,25 м. Для таких блоков общая формула прочности кладки принимает вид:

$$R = AR_1 \left(1 - \frac{0,15}{0,40 + \frac{R_2}{R_1}} \right) = AR_1 \frac{0,25 + \frac{R_2}{R_1}}{0,40 + \frac{R_2}{R_1}}. \quad (2.11)$$

Как и в кирпичной кладке, конструктивный коэффициент A имеет разное значение для каждой партии камня, зависящее от прочности камня на изгиб и на срез. Опыты ЦНИПС в 1934 г., проведенные инж. Шишкиным, показали значение коэффициента A для сплошных камней в пределах 0,43-0,90, для пустотелых 0,45-0,53. Исследования лаборатории Общества портландцемента в США 1931-1932 г.г. дали для пустотелых легких и тяжелых камней значения A в пределах 0,56-0,87. Зависимость коэффициента A от прочности камня на изгиб и на срез еще совершенно не изучена, и формул, аналогичных формулам (2.5) и (2.6) для кирпичной кладки, еще не имеется. Поэтому на данном этапе приходится пользоваться некоторыми средними значениями A , ориентирующимися на худшие случаи. На рис. 2.12 показаны результаты опытов, проведенных в России и США. Прочность кладки при слабых растворах составляет 0,3-0,6 прочности камня, а при прочных растворах 0,4-0,8 прочности камня. Если принять среднюю кривую при таком большом рассеивании результатов, то потребовалось бы установление высокого запаса прочности. Чтобы сохранить и для этой кладки тройной коэффициент запаса, принятый для каменных конструкций, средняя кривая выведенная была для 50 % партий, давших более низкие результаты, что дало значение $A = 0,55$.

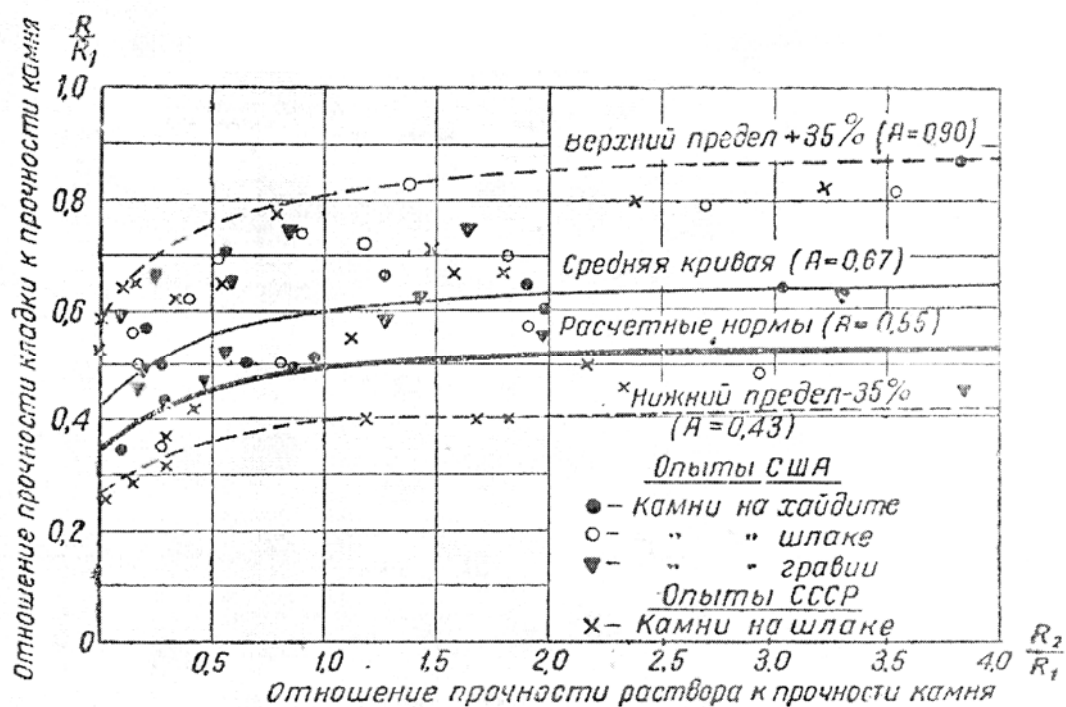


Рис. 2.12. Зависимость прочности кладки из мелких блоков от прочности камня и раствора

При этом единичные отклонения вниз укладываются в 20 % от данных по формуле. Это значение A и принято в нормах для всех видов сплошных и пустотелых бетонных камней при марке камня $R_1 \leq 100 \text{ кг/см}^2$. Для более прочных камней по аналогии с кирпичной кладкой принято снижение A по формуле:

$$A = 0,40 + \frac{15}{R_1}. \quad (2.12)$$

Нормы допускаемых напряжений на кладку из мелких блоков для многих случаев занижены и ведут к повышенным запасам прочности, так как они построены с ориентировкой на худшие сорта камня. Для отдельных крупных заводов легкобетонных камней с гарантированным постоянным качеством продукции могут устанавливаться на основании экспериментов более высокие значения коэффициента A , отвечающие индивидуальным качествам блоков этих заводов.

Отметим основные особенности работы на сжатие кладки из мелких блоков сравнительно с кирпичной кладкой:

1. Прочность кладки из мелких блоков при одинаковой прочности камня и раствора всегда выше прочности кирпичной кладки. Из сравнения формул (2.7) и (2.12) видно даже для блоков с пониженным качеством конструктивный коэффициент A несколько выше, чем для хорошего кирпича. Кроме того значения коэффициентов a и b таковы, что и при одина-

ковом значении A формула для блоков всегда дает более высокую прочность кладки, чем для кирпича.

2. Закон нарастания прочности кладки в зависимости от увеличения прочности раствора для блоков отличается от такового для кирпича. На рис. 2.13 показаны две кривые: для кладки из кирпича и для кладки из блоков, при одинаковом коэффициенте A . Мы видим следующие различия. Прежде всего прочность при $R_2 = 0$ для блоков значительно выше, чем для кирпича. Формула $R_0 = AR_1(1 - \frac{a}{b})$ дает для кирпича $0,33AR_1$, а для блоков $0,61AR_1$, или почти в два раза выше. При $R_2 = R_1$ обе кривые подходят близко друг к другу ($0,89AR_1$ и $0,85AR_1$). Следовательно для блоков мы имеем при переходе от $R_2 = 0$ и до $R_2 = R_1$ сравнительно небольшое повышение прочности кладки: от $0,61AR_1$ до $0,89AR_1$, или на 46 %. Для кирпича же при тех же условиях мы имеем повышение прочности $0,33AR_1$ до $0,85AR_1$, или в 2,5 раза. Таким образом прочность кладки из мелких блоков в меньшей степени зависит от прочности раствора, чем прочность кирпичной кладки. Обе отмеченные особенности работы кладки из блоков вызываются большей высотой камня по сравнению с кирпичом и меньшим количеством швов на 1 м высоты кладки.

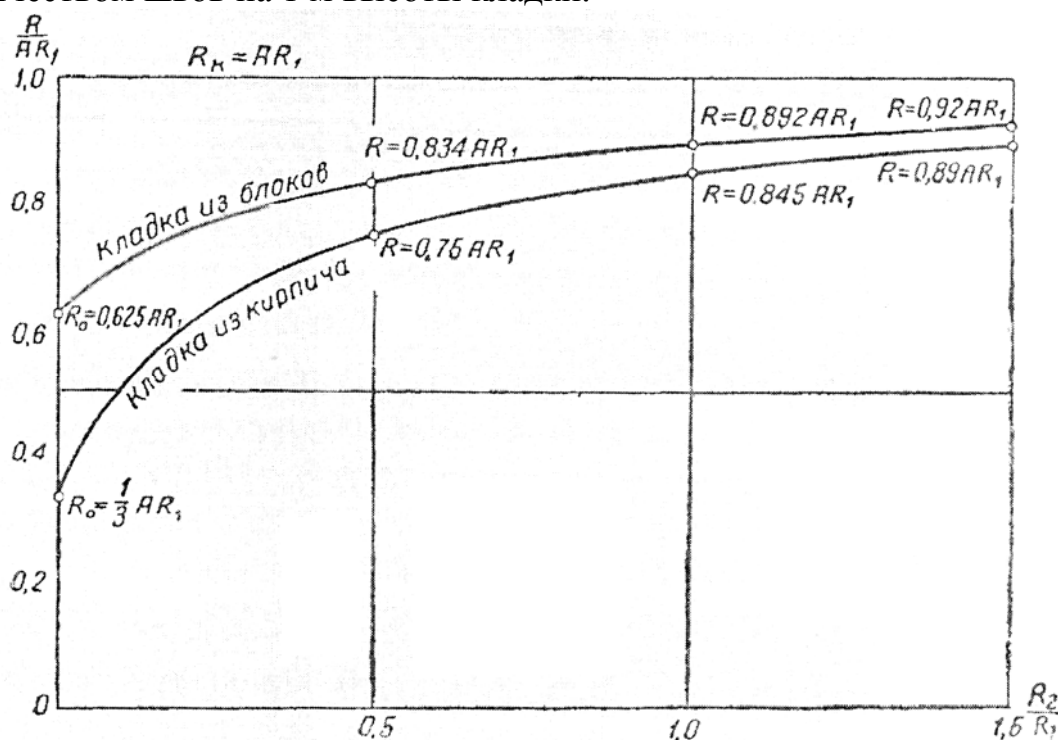


Рис. 2.13. Сопоставление нарастания прочности кладки из кирпича и мелких блоков при росте прочности раствора по формулам (2.4) и (2.11)

Благодаря большей высоте камня повышается его прочность на изгиб и на срез при той же степени неоднородности постели раствора, и повышается также сопротивление растяжению при той же растягивающей силе, вызываемой пуассоновым расширением раствора в шве. Таким образом,

увеличивая высота камня, мы тем самым повышаем использование прочности материала.

Отсюда следует, что для блоков малой высоты мы должны ожидать более слабую кладку, что подтверждается экспериментами. Для камней типа «Ауфбау» (Торлецкого) при высоте блока 14 см мы имеем понижение прочности на 15 %.

Приведенные выше формулы сохраняют свое значение для блоков правильной формы и из других материалов. Они были проверены для автоклавных блоков из силикатной массы и для кладки из тесаного естественного камня (чистой тески). Однако для пустотелых керамических блоков при большом проценте пустотности мы получаем более слабую кладку, и формула прочности меняется. В 1938 г. была испытана прочность кладки из пустотелых блоков, изготавливаемых для Дворца Советов, причем были выведены следующие формулы.

Для кладки на ребро с горизонтальными пустотами (рис .2.14,а):

$$R = 0,40R_1 \left(1 - \frac{0,2}{0,4 + \frac{R_2}{R_1}}\right). \quad (2.13)$$

Для кладки на тычок с вертикальными пустотами (рис. 2.14,б):

$$R = 0,30R_1 \left(1 - \frac{0,3}{0,4 + \frac{R_2}{R_1}}\right). \quad (2.14)$$

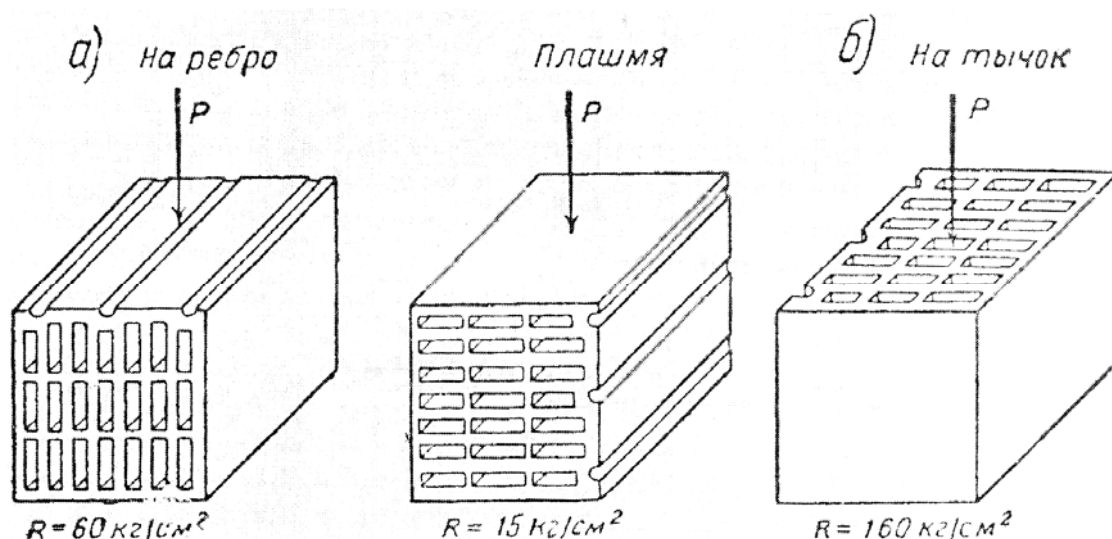


Рис. 2.14. Пустотелые керамические блоки для строительства Дворца Советов

В кладке из крупных блоков мы имеем дальнейшее улучшение работы материала вследствие увеличения высоты блока. При высоте блока 50 см и выше прочность кладки заметно повышается. Кроме того почти перестает сказываться на прочности кладки прочность раствора. В результате этого формула прочности кладки из крупных блоков получает следующий простой вид:

$$R = AR_1. \quad (2.15)$$

Ввиду затруднительности испытания больших блоков обычно испытывают бетонные кубики $20 \times 20 \times 20$ см, прочность которых определяет марку бетона. В этом случае следует помнить, что марка блока R_1 является призмической прочностью бетона. Если марку или кубиковую прочность бетона обозначить через R_1^0 , то призмическая прочность в среднем составляет 80 % от марки бетона:

$$R_1 = 0,8R_1^0. \quad (2.16)$$

Отсюда:

$$R = 0,8AR_1^0. \quad (2.17)$$

Конструктивный коэффициент A принимается для низких марок бетона 0,90 и с повышением марки бетона при $R_1^0 > 25$ понижается по формуле:

$$A = 0,70 + \frac{5}{R_1^0}. \quad (2.18)$$

Хотя при испытании прочность кладки из крупных блоков на прочных цементных растворах и на песке получилась одинаковой, тем не менее для крупноблочной кладки применяются по преимуществу цементные растворы высокой марки, как быстро твердеющие, которые позволяют быстро нагружать свежую кладку новыми рядами блоков без опасности сдвига нижних рядов.

Пример 2.2. Определить допускаемое напряжение на кладки из мелких и крупных блоков, изготовленных из бетона марки М100 на сложном растворе 1:1:6.

Решение. а) прочность кладки из мелких блоков может быть определена по формуле (2.11). Марка раствора 1:1:6, $R_2 = 30 \text{ кг/см}^2$.

По формуле (2.12) получаем:

$$A = 0,40 + \frac{15}{100} = 0,55.$$

По формуле (2.11) определяем сопротивление кладки:

$$R = 0,55 \cdot 100 \left(1 - \frac{0,15}{0,40 + \frac{30}{100}} \right) = 43,5 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение получаем делением R на коэффициент запаса $k = 3$:

$$[\sigma] = \frac{43,5}{3} = 14,5 \text{ кг/см}^2.$$

б) прочность кладки из крупных блоков определяем по формулам (2.17) и (2.18):

$$A = 0,70 + \frac{5}{R_1^0} = 0,75;$$

$$R = 0,8 \cdot 0,75 \cdot 100 = \text{кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение получаем делением на коэффициент запаса $k = 3$:

$$[\sigma] = \frac{60}{3} = 20,0 \text{ кг/см}^2.$$

2.8. Сжатие кладки из натурального камня

Прочность кладки из натурального камня в значительной степени зависит от формы камня. В строительстве находит применение кладка из камня различной формы. По мере отступления формы укладываемых камней от формы прямоугольного параллелепипеда происходит заметное падение прочности кладки.

Основные разновидности кладок из натурального камня следующие:

- 1) кладка из камней чистой тески;
- 2) то же, получистой тески (допускаются выбоины до 1 см на площади до 50 % постели камня);
- 3) то же, грубой тески (допускаются выбоины до 1 см на площади до 50 % постели камня);
- 4) кладка под скобу (из камней грубо околотых в форму параллелепипеда с подбором камней под одну высоты ряда);
- 5) кладка из бута – плитняка (естественный камень слоистого строения, залегающий параллельными слоями);
- 6) бутовая кладка из постелистого камня;
- 7) бутовая кладка из рваного камня;
- 8) бутовая кладка из мелкого равного камня.

Перечисленные кладки, представляющие собой постоянный переход от правильной формы камня к буту, могут быть разбиты на две основные группы:

- 1) кладка из камней правильной (в большей или меньшей степени) формы (кладки 1-5);
- 2) бутовые кладки (кладки 6-8).

Кладки из камней правильной формы в основном следуют закономерностям, выведенным для кладок из мелких блоков. В этих кладках довольно хорошо используются прочность камня в кладке. Прочность же раствора сравнительно мало влияет на прочность кладки. Для этих кладок применима формула (2.11), выведенная для бетонных блоков:

$$R = AR_1(1 - \frac{0,15}{0,40 + \frac{R_2}{R_1}}).$$

В этой формуле коэффициент A сильно зависит от формы камня. Он принимается для камней чистой тески таким же, как и для бетонных блоков, по формуле (2.12). Для камней получистой тески коэффициент A снижается на 25 %, для камней грубой тески – на 35 % и для кладки под скобу и из бута-плитняка на 50 %.

Помимо формы камня на прочность кладки влияет размер камня или, правильное, его высота. Для камней чистой тески при большой высоте камня (0,50 м и выше) мы можем пользоваться формулой (2.17), выведенной для крупноблочной кладки. При высоте ряда кладки менее 0,12 мы должны применять формулу для кирпичной кладки. При других видах тески берутся такие же понижающие коэффициенты для A , как и для камней средних размеров. Особую группу естественных камней правильной формы составляют камни ракушечника и туфа, широко применяемые в Одессе, Крыму, на Кавказе и в прилегающих районах, имеющие малый объемный вес и сравнительно низкую прочность. Эти камни еще недостаточно изучены в кладке. Немногочисленные опыты, которые были проведены, показали высокий конструктивный коэффициент A . На основании этих опытов можно принять для кладки из ракушечника и туфа следующие значения конструктивного коэффициента A :

камень марки 3-8 – $A = 0,90$

камень марки 15 – $A = 0,70$

камень марки 25 и выше – $A = 0,55$.

В бутовой кладке мы имеем очень низкое использование прочности камня в кладке и в то же время большую зависимость прочности кладки от марки раствора. Здесь влияние раствора больше даже, чем в кирпичной кладке. Из экспериментальных данных, канд. техн. наук А.А. Шишкина (ЦНИПС) выведена следующая формула прочности для бутовой кладки:

$$R = AR_1(1 - \frac{0,2}{0,25 + \frac{R_2}{R_1}}). \quad (2.19)$$

При нулевой прочности раствора прочность кладки составляет:

$$R_0 = AR_1(1 - \frac{0,2}{0,25}) = 0,2AR_1. \quad (2.20)$$

Опыты показали очень низкие коэффициенты A и как следствие этого низкую прочность кладки даже при применении камня очень прочных пород. При этом в момент разрушения происходит раскалывание отдельных камней. Это показывает, что давление в бутовой кладке передается очень неравномерно. В местах соприкосновения отдельных камней своими выступающими частями возникают большие сосредоточенные усилия, вызывающие изгиб и раскалывание отдельных камней. Отсюда понятно, почему в бутовой кладке так плохо используется прочность камня на сжатие и почему мы получаем такую низкую прочность кладки. Как мы видели, при рассмотрении свойств естественного камня его сопротивлению изгибу и срезу непропорционально сопротивление сжатию. Отношение прочности изгиба и среза к прочности сжатия зависит от особенностей структуры отдельных пород камня. При наличии больших колебаний можно отметить тенденцию к понижению этого отношения по мере роста прочности камня. Это свойственно искусственным и естественным каменным материалам. В соответствии с изложенным должен понижаться коэффициент A , что и подтверждается экспериментами. Если не учитывать особенностей отдельных пород камня, вызывающих колебания коэффициента A в ту и другую стороны, можно принять в среднем по аналогии с кладкой из кирпича и блоков следующую зависимость A от R_1 :

$$A = 0,08 + \frac{20}{R_1}. \quad (2.21)$$

Такое значение A соответствует кладке из рваного бута. При применении постелистого бута с хорошей перевязкой прочность кладки значительно повышается (на 35-50 %), и коэффициент A определяется по формуле:

$$A = 0,13 + \frac{22}{R_1}. \quad (2.22)$$

При более правильной форме камня (бут-плитняк) прочность кладки еще выше и определяется по формулам для кладки под скобу. Наоборот, при применении мелкого равного бута с плохой перевязкой прочность кладки принимается на 30 % ниже. На графике (рис. 2.15) дается сравнение прочности кладки различных видов из камня марки М200, М350 и М700, которое наглядно показывает изменение прочности камня в зависимости от его формы.

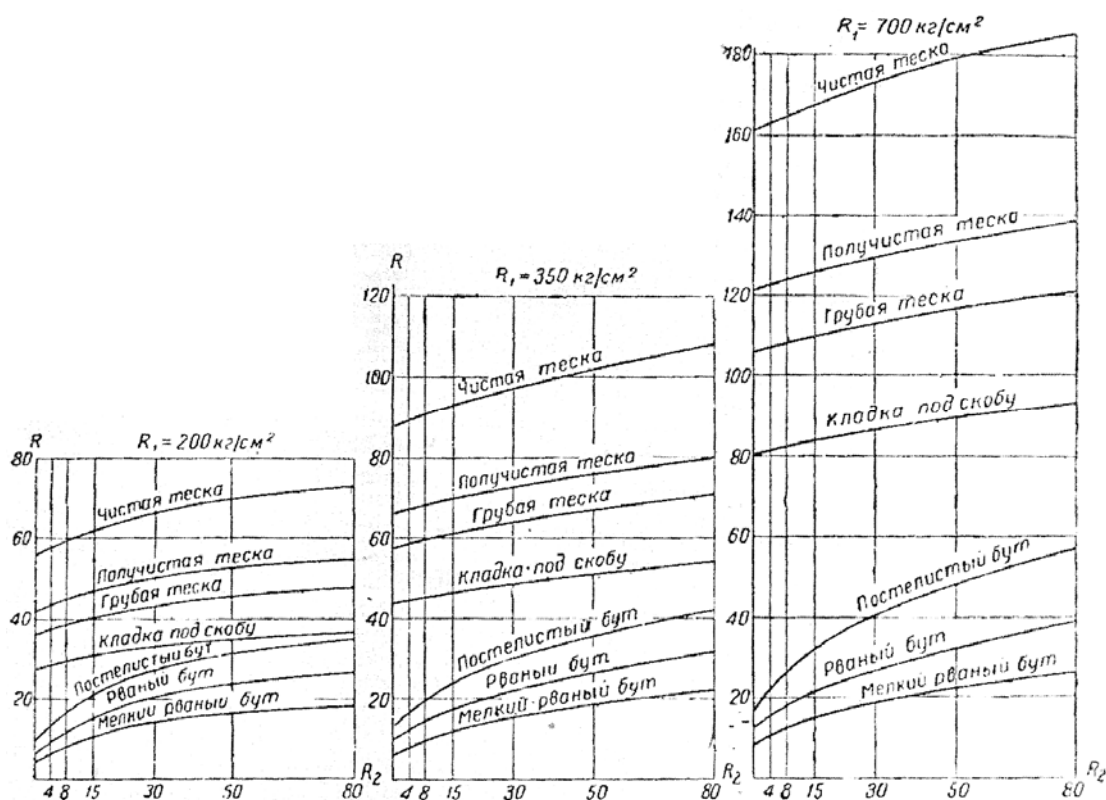


Рис. 2.15. Влияние обработки формы камня на прочность бутовой кладки из камня марки М200, М350 и М700

Мы видим, что при крайних пределах прочность кладки может меняться при одном растворе (50 кг/см^2) для кладки из камня 200 кг/см^2 – в 5 раз, из камня 350 кг/см^2 – в 7 раз и камня 700 кг/см^2 – в 10 раз. Такое увеличение диапазона колебаний для прочного камня объясняется тем, что верхний предел – прочность кладки из камней чистой тески – растет сильно с повышением прочности камня. Низкий же предел – прочность бутовой кладки – незначительно возрастает для более прочного камня. По этой же причине допускаемые напряжения на бутовую кладку назначаются без большой дифференциации прочности камня.

При установлении допускаемых напряжений на бутовую кладку был учтен помимо результатов испытания кладки в лаборатории также и опыт строительства. Изучение аварий в строительстве показывает, что в бутовых фундаментах даже при запасах прочности менее 3 мы имеем меньше случаев повреждений вследствие перегрузки, чем в кирпичных стенах с большим запасом прочности. Это говорит о том, что условия работы фундаментов в грунте при наличии с двух сторон бокового давления грунта и при отсутствии случайных боковых нагрузок более благоприятных, чем условия работы открытых стен. По этим соображениям, а также исходя из опыта строительства, допускаемые напряжения для бутовой кладки по выше приведенным формулам принимаются с трехкратным запасом прочности для наружных стен и подвальных стен с односторонним давлением

грунта. Для фундаментов же засыпанных грунтов с обеих сторон допускаемые напряжения повышаются на 25-30 %, что соответствует понижению запаса прочности до 2,4.

Другой особенностью норм допускаемых напряжений на бутовую кладку является то, что в качестве основного случая принят возраст кладки в 3 месяца, что дает повышение марок цементного раствора примерно на 33 %. Это объясняется тем, что сильно нагруженные фундаменты многоэтажных зданий ранее трехмесячного срока не получают полной проектной нагрузки. С другой стороны, прочность бутовой кладки больше, чем всякой другой, зависит от прочности раствора и следовательно от возраста кладки. Поэтому, если равняться на месячный возраст, мы получили бы заниженные допускаемые напряжения для большинства случаев многоэтажных зданий и следовательно большие перерасходы материалов. В тех же случаях, когда фундаменты получают основную проектную нагрузку ранее трехмесячного срока, допускаемые напряжения снижаются на 15 %.

Пример 2.3. Определить допускаемое напряжение на кладку из постелистого бута марки 350 кг/см^2 на сложном растворе 1:1:9.

Решение. Допускаемые напряжения на бутовую кладку назначаются из расчета на трехмесячный возраст. Марка раствора 1:1:9 в месячном возрасте составляет 15 кг/см^2 . По кривой нарастания прочности раствора в зависимости от возраста получаем приращения прочности раствора в трехмесячном возрасте на 33 %. Отсюда, определяем марку раствора:

$$R_2 = 15 \cdot 1,33 = 20 \text{ кг/см}^2.$$

Прочность бутовой кладки из постелистого бута определяем по формулам (2.19) и (2.22):

$$A = 0,13 + \frac{22}{350} = 0,193;$$

$$R = 0,193 \cdot 350 \left(1 - \frac{0,2}{0,25 + \frac{20}{350}} \right) = 23,6 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение для надземной кладки и кладки подвальных стен определяется при коэффициенте запаса 3, а фундаментов, засыпанных плотно утрамбованным грунтом с двух сторон, – при коэффициенте запаса 2,4. Отсюда получаем два допускаемых напряжения:

1) для фундаментных стен, засыпанных грунтом:

$$[\sigma] = \frac{23,6}{2,4} = 9,8 \approx 10,0 \text{ кг/см}^2;$$

2) для кладки, не засыпанной грунтом:

$$[\sigma] = \frac{23,6}{3,0} = 7,9 \approx 8,0 \text{ кг/см}^2.$$

2.9. Бутобетон

Большая трудоемкость бутовой кладки и потребность для этой работы высококвалифицированной рабочей силы приводят к тому, что во многих случаях бутовая кладка вытесняется бутобетоном, представляющим собою промежуточную конструкцию между бутовой кладкой и бетоном. Между двумя этими видами конструкций существует несколько промежуточных разновидностей, которые создают постепенный переход от бетона к бутовой кладке, почему термин «бутобетон» не всегда понимается одинаково. Для уточнения терминологии отметим главнейшие переходные разновидности:

- 1) бетон;
- 2) бетон с крупным заполнителем;
- 3) бетон с изюмом;
- 4) бутобетон;
- 5) бутовая кладка «под залив» (бутобетон на растворе);
- 6) бутовая кладка «под лопатку».

Особенностью бетона обычных бетонных и железобетонных конструкций и бетона с крупной щебенкой (до 20 см), применяемого для крупных массивов гидротехнических сооружений, является подбор гранулометрии инертных с постепенным переходом крупности от вяжущего до самой крупной щебенки, что обеспечивает высокую прочность бетона. Бетон с крупным заполнителем готовится в бетономешалках большой емкости. Бетон с изюмом представляет собой бетон с непосредственной укладкой в массив крупных булыг в количестве до 25-30 % от общего объема массива. Этим достигается экономия цемента. Однако крупные включения камня с отличающимися модулем упругости от бетонной массы нарушают нормальные потоки силовых линий и вызывают неравномерность передачи давления, что ведет к снижению прочности бетона. Такой вид бетона экспериментально недостаточно изучен. Предполагают, что падение прочности в нем доходит до 20-30 %.

Следующей разновидностью является собственно бутобетон. Бетон готовится с большим количеством песка, чем обычно. В опалубку указывается слой такого бетона толщиной 15-20 см. В него наполовину утапливается ряд бутового камня с плотным заполнением по возможности всех пустот камнем. На этот ряд камня укладывается новый слой бетона, который заполняет промежутки и пустоты и покрывает камень. Затем утапливается наполовину следующий ряд камня и опять покрывается слоем бетона и т.д. В результате такого способа укладки бутобетонный массив включает в себе на 1 м³ до 0,8 м³ бутового камня (по обмеру в штабеле) и до 0,55 м³ бетона. Этот вид кладки как по расходу цемента, так и по прочности является промежуточным между бетоном и бутовой кладкой.

Если требуется кладка низкой прочности, то в бутобетоне вместо бетона целесообразно применить раствор. В опалубку набрасывается плотно ряд бутового камня и заливается жидким раствором. На него укладывается и опять заливается следующий ряд и т.д. Такой вид кладки был известен и раньше под названием бутовой кладки «под залив». На него распространяются формулы для определения прочности, выведенные для бутобетона (на бетоне), однако ввиду малых прочностей жидкого раствора прочность кладки под залив получаются ниже.

На графике (рис. 2.16) сопоставлены прочность бутовой кладки из рваного (рис. 2.16,а) и постелистого (рис. 2.16,б) бута различной прочности и бутобетона при эквивалентной прочности раствора.

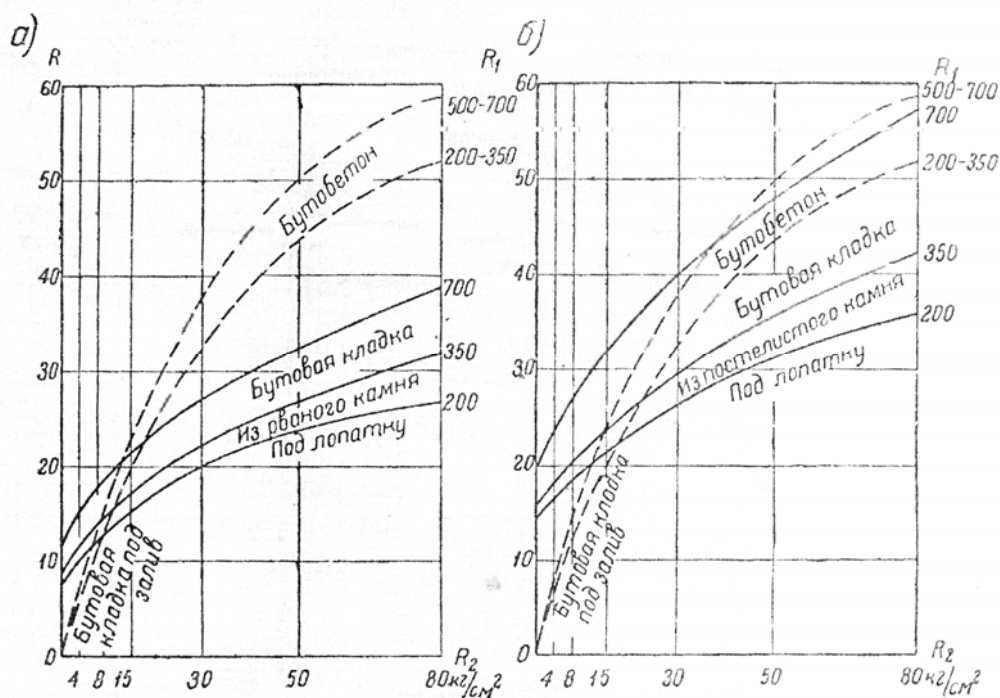


Рис. 2.16. Сравнение прочности бутобетона и бутовой кладки из рваного и постелистого камня при одинаковой прочности раствора и бетона (R_2)

Перевод прочности раствора потребовался потому, что в бутобетоне на растворе применяется жидкий раствор, который при том же составе вяжущего и песка вследствие повышения водоцементного отношения дутее показывать более низкую прочность. Прочность бутобетонной кладки зависит в основном от прочности бетон или раствора и в меньшей степени от прочности камня. Общая формула прочности кладки здесь не подходит. Сравнительно немногочисленные опыты, которые были проведены по испытанию бутобетонной кладки в лаборатории каменных конструкций ЦНИПС, еще не дает исчерпывающего решения вопроса о прочности бутобетонной кладки, но все же позволили составить предварительную

формулу, действительную в некоторых средних пределах прочности R_2 и R_1 (при $R_2 \leq 70$ кг/см²):

$$R = B \cdot R_2 \text{ и } B = \frac{150}{75 + R_2} - a. \quad (2.23)$$

В этих формулах R_2 – марка бетона или раствора, a – эмпирический коэффициент, зависящий от марки камня. Из опытов получены следующие значения a :

камень марки более 500 – $a = 0,33$;

камень марки менее 500 – $a = 0,43$;

для кирпичного лома – $a = 0,63$.

Сопоставление прочности бутобетона и бутовой кладки приводит к выводу, что при рваном камне, особенно при мелком рваном камне, всегда прочнее бутобетон при одинаковой марке раствора или бетона. При постелистом буге высокой прочности на слабых растворах прочнее бутовая кладка и только при высоких марках бетона оказывается прочнее бутобетон.

2.10. Сцепление раствора с кирпичом или камнем

Сопротивление кладки растяжению и сдвигу значительно ниже, чем ее сопротивление сжатию. Если сопротивление сжатию зависит в основном от прочности кирпича или камня, то сопротивление растяжению и сдвигу определяется прочностью шва кладки и зависит от марки раствора. В большинстве случаев разрушение происходит по плоскости соединения раствора с камнем, так что прочность шва определяется силой сцепления раствора с камнем. Различают два вида сцепления в зависимости от направления действия силы: сцепление нормальное S , когда сила действует нормально плоскости шва (рис. 2.17,а) и сцепление касательное или тангенциальное T когда сила действует параллельно плоскости шва (рис. 2.17,б).

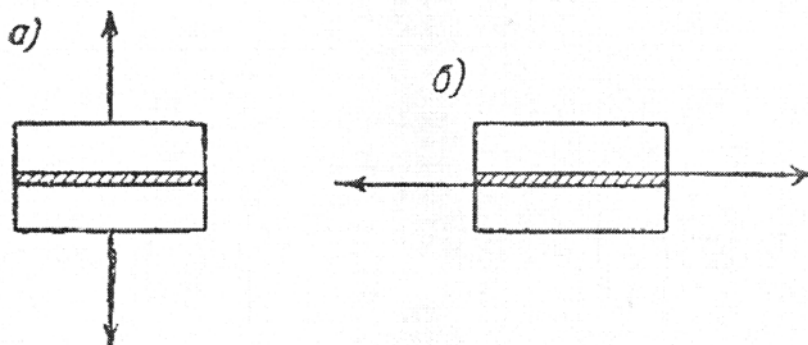


Рис. 2.17. Сцепление раствора с кирпичом:
а – нормальное сцепление; б – касательное сцепление

Величины S и T зависят главным образом от марки раствора. Опыты дают большое рассеивание этих величин, зависящее от характера поверхности камня, степени его загрязнения и др. Средняя величина S в зависимости от марки раствора R_2 может быть определена по формуле:

$$S = \frac{3}{1 + \frac{25}{R_2}} \text{ кг/см}^2. \quad (2.24)$$

Эта величина составляет 0,2-0,4 (в среднем 0,3) от временного сопротивления растяжению раствора при испытании его в «восьмерках».

Величина $T = 2S$:

$$T = \frac{6}{1 + \frac{25}{R_2}} \text{ кг/см}^2. \quad (2.25)$$

Величины S и T зависят сильно от возраста кладки. В основу нормативных данных по работе кладки на растяжение и сдвиг положены значения этих величин в месячном возрасте. Опыт показывает, что в более позднем возрасте сцепление значительно возрастает. При разборке старой кладки на цементных растворах часто шов оказывается прочнее кирпича. Нарастание величины сцепления раствора с кирпичом изучено только в ранних возрастах. Для длительных сроков твердения данных не имеется. Если принять силу сцепления в 28-дневном возрасте за 1,0, то нарастание этой силы в более ранние сроки выражается по опытам ЦНИПС примерными данными, приведенными в табл. 2.3.

Т а б л и ц а 2 . 3

Нарастание силы сцепления

Вид сцепления	Возраст шва в днях			
	3	7	14	28
Нормальное сцепление	0,40	0,70	0,85	1,00
Касательное сцепление	0,40	0,60	0,75	1,00

Следует отметить, что сила сцепления раствора с кирпичом в горизонтальных и вертикальных швах неодинакова. В вертикальных швах вследствие усадки раствора при его твердении значительно ослабляется или даже совсем нарушается сцепление шва с одной из прилегающих граней кирпича, почему в расчетах это сцепление не приходится учитывать. В горизонтальных же швах при усадке раствора в процессе его твердения происходит непрерывная осадка кладки, поэтому сцепление в швах не нарушается, а непрерывно нарастает.

На основании изложенного в расчетах учитывается только сцепление в горизонтальных швах.

2.11. Растяжение кладки

Различают два случая работы кладки на растяжение, показанные на рис. 2.18.

В первом случае при вертикальной растягивающей силе разрушение происходит по шву; силе растяжения кладки сопротивляется только нормальное сцепление шва с кирпичом. Этот случай называется растяжением по неперевязанному шву. Временное сопротивление для этого случая обозначается через $R''_{\text{раст}}$ и равно нормальному сцеплению:

$$R''_{\text{раст}} = S = \frac{3}{1 + \frac{25}{R_2}} \text{ кг/см}^2. \quad (2.26)$$

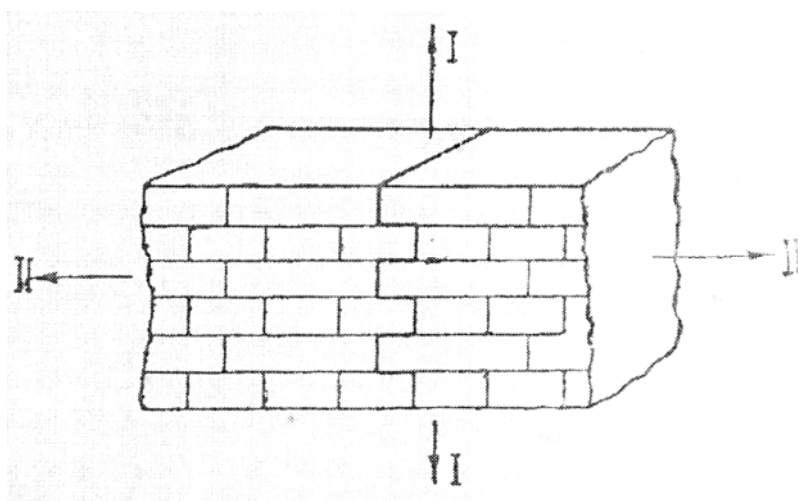


Рис. 2.18. Два случая растяжения кладки:
а – растяжение по неперевязанному шву (I-I);
б – растяжение по перевязанному шву (II-II)

Следует отметить, что осевое растяжение по неперевязанному шву в практике конструирования почти не встречается. Полученная величина $R_{\text{раст}}$ имеет значение только для растянутой зоны при внецентренном сжатии и изгибе.

Во втором случае при горизонтальном действии силы сечение, по которому может произойти разрушение, проходит по швам и по целому кирпичу. Такой вид работы кладки называется разрушением по перевязанному шву и временное сопротивление растяжению обозначается через $R'_{\text{раст}}$. При слабых растворах и при прочных растворах в ранних возрастах разрушение происходит по штрабе. Как уже отмечалось, сопротивление вертикальных швов не учитывается и все сопротивление конструкции определяется сопротивлением горизонтальных швов срезу или величиной касательного сечения T . Для определения величины сопротивления кладки разрыву по перевязанному шву необходимо подсчитать общую площадь всех горизонтальных швов в штрабе, по которой происходит разрыв, и эту площадь

умножить на единичное сопротивление T . Для приведения такого сложного расчета к расчету по обычному поперечному сечению F воспользуемся коэффициентом продольной перевязки μ , который представляет собой отношение средней глубины штрабы к высоте ряда кладки. Для цепной перевязки $\mu = 1$, для американской из целого кирпича $\mu = 1,4$. При выкладке забутки в американской кладке из половняка μ принимается также равным единице. Пользуясь коэффициентом μ , можно в каждом ряду площадь горизонтальных швов, по которым происходит срез кладки, выразить через поперечное сечение одного ряда кладки, умноженное на коэффициент μ , а суммарную площадь всех горизонтальных швов F'' , которые срезаются при разрыве, через μF , где F – поперечное сечение кладки. Тогда разрушающая сила Q выразится так:

$$Q = \mu FT. \quad (2.27)$$

Деля ее на F , получаем среднее временное сопротивление растяжению по перевязанному шву $R'_{\text{раст}}$:

$$R'_{\text{раст}} = \mu T = 2\mu S. \quad (2.28)$$

Для кирпичной кладки, к которой не предъявляются специальных требований по применению только целого кирпича, принимаем $\mu = 1$ и получаем:

$$R'_{\text{раст}} = 2S = \frac{6}{1 + \frac{25}{R}} \text{ кг/см}^2. \quad (2.29)$$

Для других видов кладки устанавливается своя величина μ как отношение глубины зуба штрабы к высоте ряда кладки. Осевое растяжение по перевязанным швам встречается на практике в работе круглых кирпичных и каменных резервуаров, силосов и т.п.

При работе кладки из слабого кирпича на разрыв по перевязанному шву может оказаться слабым местом не ступенчатый шов, а кирпич. Сопротивление на разрыв кирпича составляет $1/3 R_{\text{изг}}$. В сечении кладки по перевязанному шву, если исключить через ряд вертикальные швы, почти не создающие сопротивления разрыву, мы получим, что работающее на разрыв сечение кирпича составляет $1/2$ всего сечения. Отсюда получаем временное сопротивление кладки растяжению по кирпичу вдвое меньше сопротивления разрыва отдельного кирпича. Это дает:

$$R''_{\text{раст}} = \frac{1}{6} R_{\text{изг}}.$$

При работе кладки на изгиб и на внецентренное сжатие при больших эксцентриситетах происходит разрушение в растянутой зоне. При этом временное сопротивление, так же как и при осевом сжатии, определяется

сцеплением раствора с камнем и следовательно по величине не должно отличаться от выведенных выше значений. Однако при расчете на изгиб, ввиду того что кладка не следует закону Гука, мы получаем криволинейную эпюру напряжений и следовательно обычные формулы сопротивления материалов неприменимы без соответствующих поправок. Пользуясь формулами сопротивления материалов, мы получаем большую, чем в действительности, величину напряжений. Таким образом мы должны или ввести поправочный коэффициент в формулы для определения напряжений при изгибе, или же. Пользуясь формулами без поправочного коэффициента, ввести условное повышенное сопротивление и соответствующие ему допускаемые напряжения при изгибе.

Нормы составлены по второму принципу, т.е. имеют две группы допускаемых напряжений: действительные для осевого растяжения и условные повышенные для изгиба и внецентренного сжатия. Среднее значение поправочного коэффициента составляет 1,7. В нормах в запас прочности поправочный коэффициент принят 1,5.

Разрушение кладки от главных растягивающих напряжений при изгибе происходит по косому направлению по ступенчатой трещине. Временное сопротивление скалыванию $R_{г\lambda}$ при изгибе имеет среднюю величину между S и T и принимается по формуле:

$$R_{г\lambda} = \frac{S + T}{2} = 1,5S. \quad (2.30)$$

Ввиду малой надежности работы кладки на растяжение по неперевазанному шву мы во всех случаях должны обеспечить определенный запас прочности и устойчивости конструкции также и на случай полного разрушения сцепления раствора с камнем. Подробнее об этом говорится в третьем случае внецентренного сжатия. Испытание кладки на изгиб показано на рис. 2.19.

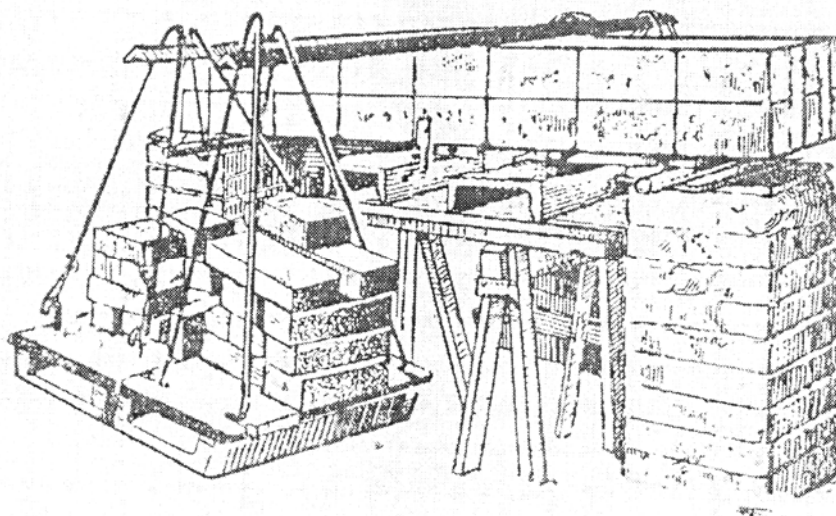


Рис. 2.19. Испытание кладки на изгиб

Пример 2.4. Определить допускаемое напряжение на растяжение кирпичной кладки по неперевязанному и перевязанному шву при растворе марки 50 кг/см² и кирпиче марки 100 кг/см².

Решение. Сопротивление шва кладки определяется величиной сцепления раствора с кирпичом S по формуле (2.24). Для марки $R_2 = 50$ определяем S :

$$S = \frac{3}{1 + \frac{25}{50}} = 2 \text{ кг/см}^2.$$

При работе кладки на осевое растяжение по неперевязанному шву $R''_{\text{раст}} = S$ и допускаемое напряжение при коэффициенте запаса 3 составляет $1/3S$. Для изгиба и внецентренного сжатия оно повышается на 50 %.

$$[\sigma]_{\text{раст}} = \frac{2}{3} = 0,67 \text{ кг/см}^2.$$

$$[\sigma]_{\text{изг}} = \frac{2 \cdot 1,5}{3} = 1,0 \text{ кг/см}^2.$$

При растяжении по перевязанному шву временное сопротивление разрыву по шву определяется по формуле (2.29):

$$R'_{\text{раст}} = 2S = 4 \text{ кг/см}^2.$$

Однако требуется также проверка $R'''_{\text{раст}}$ и на случай разрыва по кирпичу по формуле:

$$R'''_{\text{раст}} = \frac{1}{6} R_{\text{изг}}.$$

Принимая $R_{\text{изг}}$ для кирпича 100 кг/см² в 22 кг/см², получаем:

$$R'''_{\text{раст}} = \frac{22}{6} = 3,7 \text{ кг/см}^2.$$

Принимаем последнюю величину как более низкую и отсюда определяем при коэффициенте запаса 3 допускаемое напряжение:

$$[\sigma]'_{\text{раст}} = \frac{3,7}{3} = 1,2 \text{ кг/см}^2.$$

Для растяжения при изгибе допускаемое напряжение повышается в 1,5 раза:

$$[\sigma]'_{\text{изг}} = 1,2 \cdot 1,5 = 1,8 \text{ кг/см}^2.$$

2.12. Срез кладки

При работе кладки на срез, как и при работе на растяжение, различают два случая: срез по неперевязанному шву ($R''_{\text{ср}}$) и срез по перевязанному шву ($R'_{\text{ср}}$).

а) первый случай – плоскость среза проходит по шву.

Разрушение происходит тогда, когда срезающая сила преодолееет касательное сопротивление сцепления раствора с камнем. Таким образом в этом случае временное сопротивление срезу равно:

$$R''_{\text{ср}} = T = 2S = \frac{6}{1 + \frac{25}{R_2}} \text{ кг/см}^2. \quad (2.31)$$

Наличие нормальных сил, сжимающих кладку, усиливает сопротивление шва срезу.

В предельном случае может оказаться, что сила трения больше силы сопротивления шва срезу. Тогда выгоднее производить расчет конструкции по формуле:

$$H \leq \frac{N \cdot f}{k_m}, \quad (2.32)$$

где H – горизонтальная сила;

N – нормальная сила;

f – коэффициент трения, принимаемый для данного случая 0,7 (камень по раствору);

k_m – коэффициент запаса при расчете на трение 1,5-2,0.

Коэффициент запаса k_m принимается 1,5 или 2,0 в зависимости от ответственности отдельных случаев расчета. Если сила трения должна обеспечивать конструкцию только от перемещения, причем перемещение не грозит разрушением конструкции, то принимается коэффициент запаса 1,5. Например при расчете на сдвиг стены подвального этажа по подошве под действием давления земли принимается коэффициент 1,5.

Коэффициент 2,0 принимается тогда, когда наличие достаточной силы трения обеспечивает прочность и устойчивость сооружения в целом или отдельных его конструкций и при определении ее может произойти разрушение. Примерами могут служить: арка, у которой распор погашается в пяте силами трения; передача ветрового давления от передней стены на заднюю через перекрытия и др.

В прошлом, когда применялись только известковые растворы, дающие плохое сцепление шва с кирпичом или камнем, в устоях и контрфорсах при больших горизонтальных силах иногда для повышения прочности кладки на срез применялась кладка с наклонными швами (рис. 2.20). В такой клад-

ке увеличивается угол между направлением усилий и плоскостью швов, что создает более благоприятные условия работы шва на срез. Такой прием может быть использован и в современном строительстве в случаях, когда кладка ведется на слабых растворах.

Пример 2.5. Пилон сечением 77×100 см, поддерживающий пяту арки, сложен на растворе 1:1:6. Проверить надежность восприятия распора от арки величиной в 10 т при условии, что вертикальная нагрузка на пилон в сечении среза N составляет 30 т.

Решение. Прежде всего проверим работу шва на срез. Напряжение среза составляет:

$$t = \frac{10000}{77 \cdot 100} = 1,3 \text{ кг/см}^2.$$

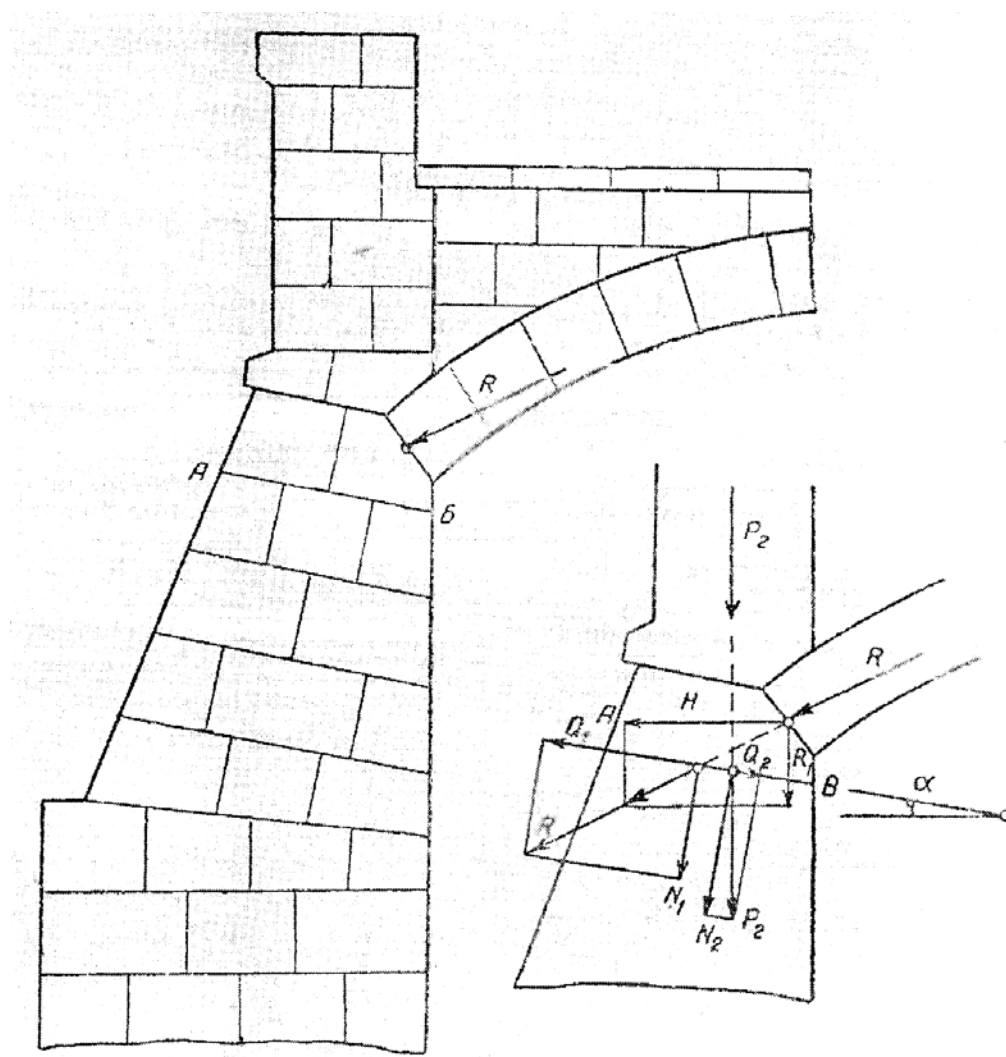


Рис. 2.20. Кладка устоя с наклонными швами для повышения сопротивления срезу

Допускаемое напряжение на срез при растворе марки 30 по формуле (2.31) составляет:

$$[\sigma]''_{\text{ср}} = \frac{R''_{\text{ср}}}{3} = \frac{2S}{3} = \frac{6}{3\left(1 + \frac{25}{30}\right)} = 1,1 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно сопротивление шва срезу недостаточно, так как:

$$t = 1,3 \text{ кг/см}^2 > [\sigma]''_{\text{ср}}$$

(перенапряжение 18 %).

Производим теперь расчет на трение. Сила трения составляет:

$$P = N \cdot f = 30000 \cdot 0,7 = 21000 \text{ кг.}$$

Для данного случая принимаем коэффициент запаса на трение $k_m = 2$. Следовательно допускаемая нагрузка на шов составляет: $21000:2 = 10500 \text{ кг}$ или больше $H = 10000 \text{ кг}$. Следовательно соблюдено условие (2.32):

$$H < \frac{H \cdot f}{k_m}$$

и распор будет погашен сопротивлением сил трения в швах пилона.

б) второй случай среза – плоскость среза проходит не только по ошвам, но и через отдельные кирпичи или камни.

В кладке из кирпича и камней правильной формы расчет производится с учетом системы перевязки. Как уже отмечалось, сопротивление вертикальных швов срезу не принимается во внимание и расчет производится по фактическому сечению кирпича или камня.

Так как стандартами на кирпич и камни не предусмотрено нормирование прочности на срез, то следует считаться с возможностью показателей значительно более низких, чем среднее. Поэтому расчет с обычным трехкратным запасом можно производить, только ориентируясь на низшие показатели, доходящие до 0,5 от средних. По отношению к средним данным, допускаемые напряжения должны составлять 1/6 этих данных. Расчетное сечение принимается нетто, т.е. за вычетом площади вертикальных швов, по плоскости которых может произойти срез.

Вертикальные швы бутовой кладки имеют неправильную форму, поэтому даже при недостаточном сцеплении раствора с камнем оказывают сопротивление срезу. Плоскость среза проходит по сечению отдельных камней и частично по раствору. Следовательно сопротивление срезу бутовой кладки зависит как от прочности камня, так и от прочности раствора. Но общая величина сопротивления бутовой кладки срезу значительно меньше, чем в кирпичной кладке.

Случаи чистого среза кладки в практике строительства встречаются редко. Примерами могут служить кронштейны и консоли, выполненные

напуском кирпича или камня, а также ступенчатые подушки фундаментов. Для повышения сопротивления срезу в перевязке этих конструкций должны соблюдать тычковые ряды.

Нужно отметить, что помимо среза такие конструкции работают одновременно и на изгиб, так как точка приложения силы несколько удалена от плоскости стены. При этом слабым местом чаще оказывается не сопротивление кладки срезу, а сопротивление верхнего ряда растяжению при изгибе.

Вследствие изложенного каменные консоли рассчитываются на срез и на изгиб. Ввиду большой высоты по сравнению с плечом силы для этих конструкций элементарный расчет по формулам сопротивления материалов является условным.

2.13. Упругие свойства кладки

Особенностью каменных материалов, усложняющих расчет конструкций из них, является отсутствие пропорциональности между напряжениями и деформациями. Кладки не следуют закону Гука. Модуль упругости, являющийся в законе Гука коэффициентом пропорциональности между напряжениями и деформациями, для кладки является переменной величиной, которая по мере повышения напряжения убывает.

Упругие свойства кладки характеризуются кривой деформаций в зависимости от напряжения, которая получится путем замера деформаций при сжатии кладки (рис. 2.21). Для металла в пределах упругости мы имеем пропорциональность между напряжениями и деформациями, и кривая деформаций на первом участке от нуля выражается прямой линией.

Модуль упругости $E_0 = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ выражает тангенс угла наклона этой линии. Для

кладки на всех участках закон деформаций выражается кривой; поэтому, чтобы распространить понятие модуля упругости и на такие материалы, под модулем упругости для определенного напряжения понимают тангенс угла наклона касательной к кривой в данной точке:

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \operatorname{tg}\varphi. \quad (2.32)$$

Этот модуль упругости называется действительным в отличие от среднего который представляет собой тангенс угла наклона хорды:

$$E' = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \operatorname{tg}\varphi'. \quad (2.33)$$

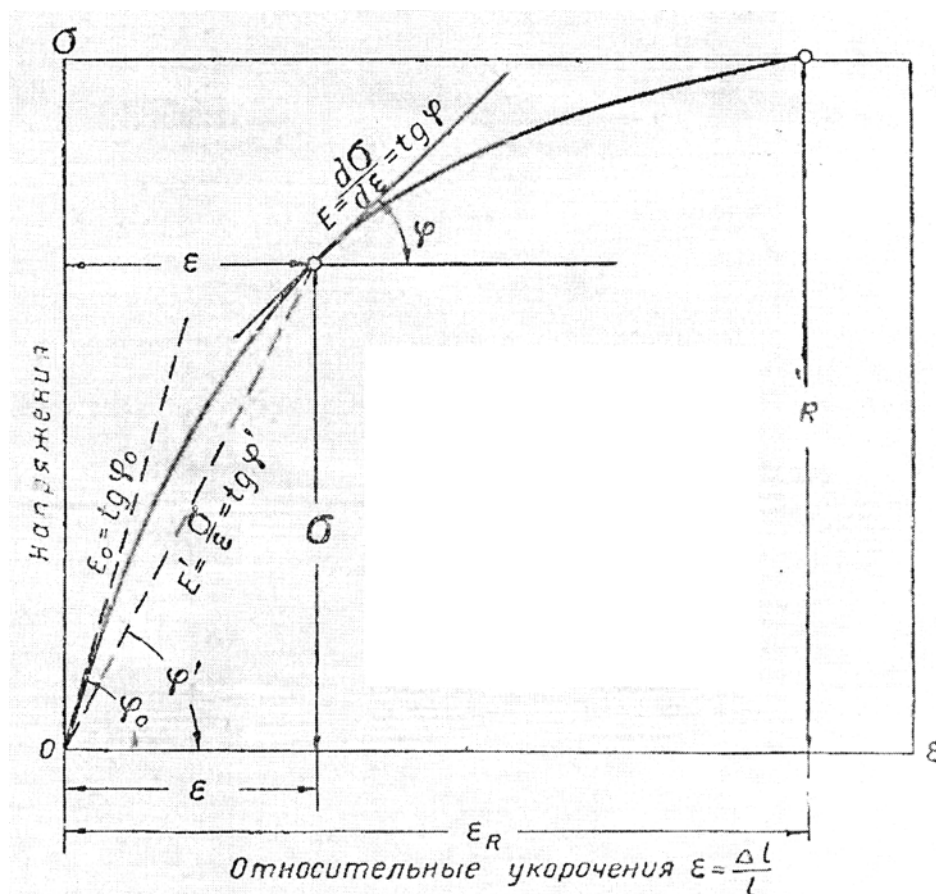


Рис. 2.21. Кривая деформаций каменной кладки при сжатии

В расчетах пользуются как действительным, так и средним модулем упругости в зависимости от характера решаемой задачи. Угол наклона касательной и угол наклона хорды по мере повышения напряжения убывают, поэтому оба модуля упругости – действительный и средний – являются переменной величиной и зависят от напряжений. Из графика (рис. 2.21) видно, что всегда $E' > E$. При $\sigma = 0$ касательная и хорда совпадают в $E = E' = E_0$. Последний представляет собой тангенс угла наклона касательной при $\sigma = 0$ и называется начальным модулем упругости.

Закон изменений действительного модуля упругости для кладки и бетоном может быть выражен такой формулой:

$$E = E_0 \left[1 - \left(\frac{\sigma}{R'} \right)^k \right]. \quad (2.34)$$

При $\sigma = 0$ действительный модуль упругости равен начальному: $E = E_0$. При $\sigma = R'$ модуль упругости равен нулю, т.е. при самом малом приращении напряжения деформации бесконечно нарастают. Такое напряжение в металле называется пределом текучести. Из математической обработки экспериментальных кривых получено $R' = 1,1R$. Таким образом, разрушение кладки наступает при напряжении $R < R'$. Вследствие хрупкости

каменных материалов предел текучести их при сжатии в обычных экспериментах не может быть достигнут.

Показатель степени k выражает особенности отдельных видов растворов и бетонов. Он меняется в широких пределах: от 0,3 до 1,0. Для кладок на холодных цементных растворах при $R_2 \geq 50 \text{ кг/см}^2$ может быть принято $k = 1$, для сложных и известковых растворов при $R_2 \leq 30 \text{ кг/см}^2$, а также для всех шлаковых растворов может быть в среднем принято $k = 0,5$. Кривые модулей упругости и деформаций показаны на рис. 1.22.

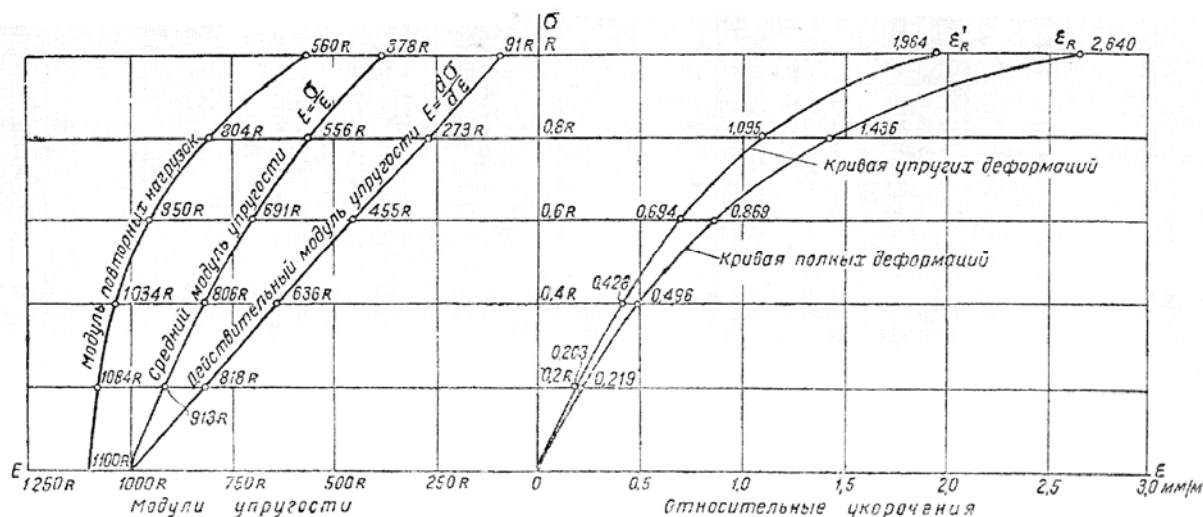


Рис. 2.22. Относительные укорочения и модули упругости кладки на цементных растворах ($k = 1$)

Формула (2.34) дает простое выражение модуля упругости и деформации при $k = 1,0$, и значительно усложняется при $k \neq 1$. Поэтому для практических целей для кладок, имеющих $k \neq 1$, кривая, выражающая модуль упругости, может быть спрямлена, как это показано на графике (рис. 2.23). В таком случае получаем для всех кладок приближенную формулу с показателем степени $k = 1,0$:

$$E = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{R'}\right), \quad (2.35)$$

где $R' = 1,1R$.

В этом случае принимается для кривых с $k \neq 1$ условная величина E_0 . Приближенная формула дает хорошее совпадение с экспериментами при высоких напряжениях и худшие при низких.

Из экспериментов установлено, что начальный модуль упругости E_0 для определенной группы растворов пропорционален временному сопротивлению кладки R :

$$E_0 = \alpha R. \quad (2.36)$$

Величина α определена из многочисленных опытов над различными видами кладок. Для практических расчетов по формуле (2.36) принимаются значения α из табл. 2.4.

Т а б л и ц а 2.4

Значения α для определения начального модуля упругости E_0

Виды кладок	Марки растворов в кг/см ²		
	50 и выше	30 и 15	8 и 4
Кладка из кирпича, бута и легкогобетонных камней на песчаных растворах	1000	750	350
То же, на шлаковых растворах	750	350	250
Кладка из камней тяжелого бетона на песчаных растворах	2000	1000	750

Из формулы (2.35) может быть определена величина деформации кладки ε при сжатии:

$$E = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{R'}\right); d\varepsilon = \frac{1}{E_0} \cdot \frac{d\sigma}{1 - \frac{\sigma}{R'}}; \varepsilon = -\frac{R'}{E_0} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{R'}\right). \quad (2.37)$$

Результаты экспериментальной проверки формулы деформаций (2.37) показаны на рис. 2.24).

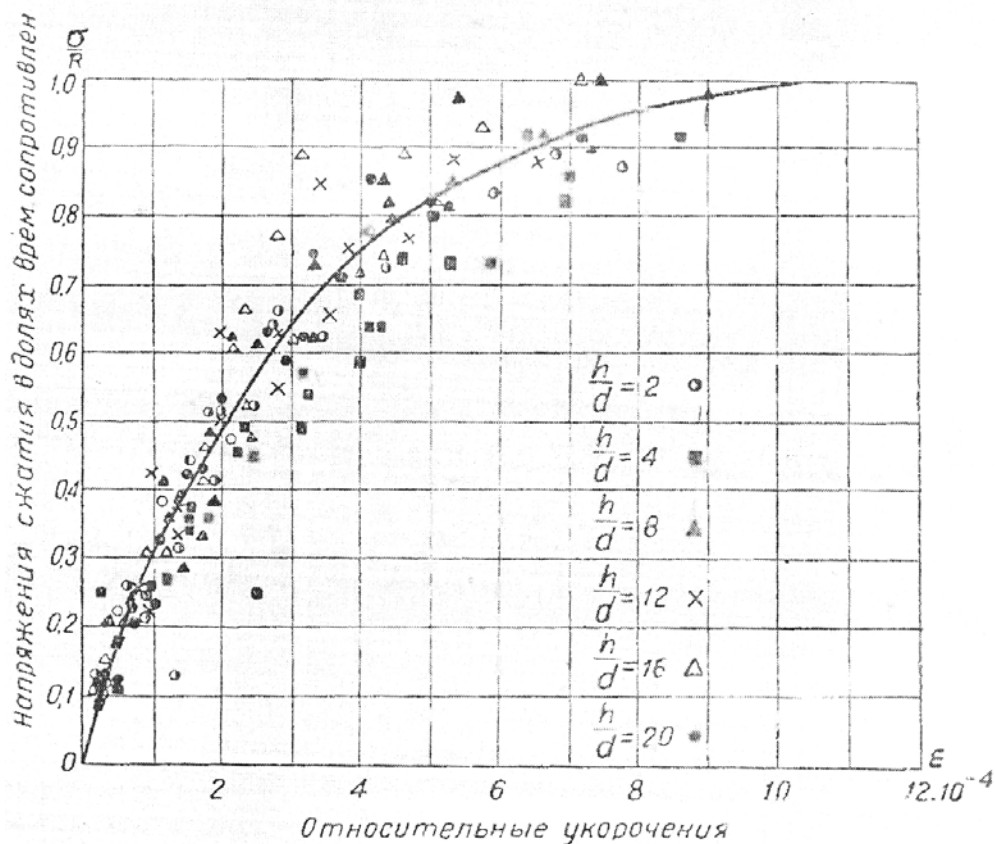


Рис. 2.24. Результаты экспериментальной проверки (ЦНИПС) кривой деформаций при различных гибкостях столбов

В табл. 2.5 даются значения ε_0 по формуле (2.37) при $E_0 = 1000R$. При других значениях α они могут быть определены обратно пропорционально α :

$$\varepsilon = \frac{1000\varepsilon_0}{\alpha}. \quad (2.38)$$

Величина модуля упругости и закон ее изменения зависят в значительной степени от методики постановки опыта. Поэтому модуль упругости каменных материалов не должен рассматриваться как неизменная величина, характеризующая материал при всех условиях работы, а во всех случаях должны учитываться действительные условия работы конструкции. При решении различных задач должен приниматься модуль упругости, полученный из эксперимента, аналогичного действительным условиям работы конструкции.

Рассмотренные выше модули упругости получены из опытов с постепенным нагружением кладки с перерывами в 3-5 мин для отсчета показаний приборов.

Они включают в себя помимо упругих деформаций также и остаточные деформации. Эти последние выявляются при разгрузке конструкции. Для определения их кладка подвергается испытанию повторными нагружениями и разгрузками при различных ступенях нагрузки (рис. 2.25).

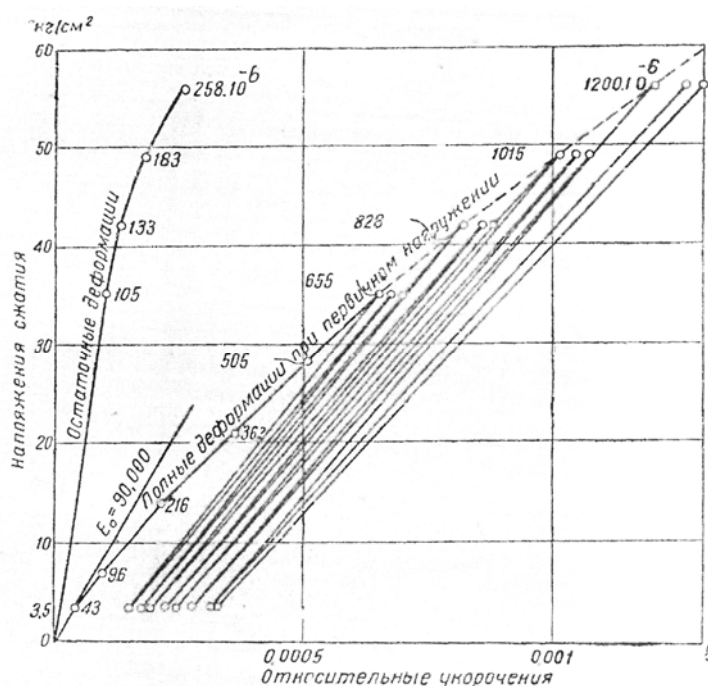


Рис. 2.25. Деформации кладки при повторных нагружках

Таблица 2.5

Относительные деформации кладки и модуля упругости при $E_0 = 1000R$

$\frac{\sigma}{R}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\varepsilon_0 = -\frac{1,1}{1000} \ln(1 - \frac{\sigma}{R})$	0,105	0,219	0,346	0,496	0,666	0,869	1,118	1,436	1,880	2,640
$\varepsilon'_0 = \frac{1,1}{2 \cdot 1000} \ln \frac{1 + \frac{\sigma}{R'}}{1 - \frac{\sigma}{R'}}$	0,101	0,203	0,311	0,426	0,551	0,694	0,884	1,095	1,400	1,964
$\xi = 1 - \frac{\sigma}{R'}$	0,909	0,818	0,727	0,636	0,545	0,445	0,364	0,273	0,182	0,091
$\psi = -\frac{\sigma}{R' \ln(1 - \frac{\sigma}{R'})}$	0,950	0,913	0,868	0,806	0,750	0,691	0,626	0,556	0,478	0,378
$\eta = \frac{2\sigma}{R' \ln \frac{1 + \frac{\sigma}{R'}}{1 - \frac{\sigma}{R'}}}$	0,990	0,985	0,964	0,940	0,906	0,864	0,801	0,731	0,643	0,509

Первые нагрузки на каждой ступени дают величину полных деформаций. Повторные нагрузки на этой ступени дают прирост деформации, который постепенно затухает. При последующих нагрузках и разгрузках на данной ступени мы получаем прямолинейную зависимость между напряжениями и деформациями, или, иначе сказать, постоянный модуль упругости для каждой ступени нагрузки. При дальнейшем повышении нагрузки первый подсчет опять попадает на основную кривую деформаций, которую мы получили бы без повторных нагрузок и которая выражает полные деформации кладки. Если мы исключим остаточные деформации, то получим кривую упругих деформаций. Первая производная кривой упругих деформации может быть выражена формулой:

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon'} = mE_0 \left[1 - \left(\frac{\sigma}{R'} \right)^k \right]. \quad (2.39)$$

Отсюда получаем величину упругих деформаций ε' :

$$d\varepsilon' = \frac{d\sigma}{mE_0 \left[1 - \left(\frac{\sigma}{R'} \right)^k \right]}; \quad \varepsilon' = \frac{1}{mE_0} \int_0^{\sigma} \frac{d\sigma}{1 - \left(\frac{\sigma}{R'} \right)^k}. \quad (2.40)$$

Остаточные деформации ε'' получаем вычитанием из полных деформаций ε упругих ε' :

$$\varepsilon'' = \varepsilon - \varepsilon'. \quad (2.41)$$

Значение m и k в формулах (2.39) и (2.40) для кладок и бетонов приводятся в табл. 2.6.

Т а б л и ц а 2 . 6

Значения параметров m и k для упругих деформаций

Виды кладок	m	k
Кирпичная на растворе марки М50 и выше	1,1	2
То же, М15-30	1,2	2
То же, М4-8	1,5	2
Тяжелые бетоны	1,1	1,2

Кривые упругих деформаций нам нужны для определения модуля упругости, при котором происходят сжатие и расширение кладки при повторной ее нагрузке и разгрузке. Мы уже отмечали, что при повторной нагрузке остаточные деформации исключаются, и для каждой ступени нагрузки может быть принят постоянный модуль упругости E'' , который

может быть назван модулем упругости повторных нагрузок. Это есть угол наклона хорды кривой упругих деформаций:

$$E'' = \frac{\sigma}{\varepsilon'} = \frac{m\sigma E_0}{R' \int_0^{\sigma} \frac{d\sigma}{1 - \left(\frac{\sigma}{R'}\right)^k}}. \quad (2.42)$$

Для кладки при $k = 2$ получаем следующие формулы для определения упругих деформаций ε' и модуля разгрузки E'' :

$$\varepsilon' = \frac{1}{mE_0} \int_0^{\sigma} \frac{d\sigma}{1 - \left(\frac{\sigma}{R'}\right)^2} = \frac{R'}{2mE_0} \ln \frac{1 + \frac{\sigma}{R'}}{1 - \frac{\sigma}{R'}}; \quad (2.43)$$

$$E'' = \frac{\sigma}{\varepsilon'} = \frac{2mE_0\sigma}{R' \ln \frac{1 + \frac{\sigma}{R'}}{1 - \frac{\sigma}{R'}}}. \quad (2.44)$$

Выбор модуля упругости при расчете каменных конструкций зависит от условий задачи, а именно:

1) действительный модуль упругости по формулам (2.32) и (2.35) применяется во всех случаях, где в расчете участвуют приращения деформаций, например при решении задач устойчивости, статически неопределимых систем методом деформаций и т.п.;

2) средний модуль упругости по формуле (2.33) применяется тогда, когда в расчете участвует полная величина деформаций, например при определении осадки кладки под нагрузкой, прогибов и т.п., а также как среднее значение модуля в случаях, когда в сечении напряжения меняются по закону треугольника от нуля и до определенного значения σ ;

3) модуль упругости повторных нагрузок или «модуль разгрузки» по формуле (2.42) применяется в случаях, когда конструкция подвергается повторной нагрузке, например столбы или пилястры, поддерживающие подкрановые пути, и т.п., а также при вибрационных расчетах, например при определении периода колебаний кирпичных дымовых труб под ветровой нагрузкой и т.п.

Для облегчения подсчетов в табл. 2.5 приводятся основные величины деформаций и модулей упругости для начального модуля упругости $E_0 = 1000R$. При других значениях начального модуля упругости, опреде-

ляемых по величине $\alpha = \frac{E_0}{R}$, нужные величины легко могут быть получены из табличных для $\alpha = 1000$, а именно:

1) полные деформации

$$\varepsilon = \frac{1000}{\alpha} \varepsilon_0; \quad (2.45)$$

2) упругие деформации

$$\varepsilon' = \frac{1000}{m\alpha} \varepsilon'_0; \quad (2.46)$$

3) действительный модуль упругости

$$E = \xi E_0; \quad (2.47)$$

4) средний модуль упругости

$$E' = \psi E_0; \quad (2.48)$$

5) модуль упругости повторных нагрузок

$$E'' = \eta m E_0. \quad (2.49)$$

При малых напряжениях модули упругости меняются сравнительно мало. Поэтому, если расчет ведется по стадии, когда напряжения не превосходят допускаемых, можно пользоваться некоторыми значениями модуля вне зависимости от напряжения, а именно:

действительный модуль упругости $E = 0,8E_0$;

средний $E' = 0,9E_0$;

модуль упругости повторных нагрузок $E'' = mE_0$.

Значения m принимаются по табл. 2.6.

Пример 2.6. Постройка многоэтажного здания остановлена после возведения первого этажа высотой 6,0 м и монолитного неразрезного двухпролетного железобетонного перекрытия. Требуется определить прогиб железобетонного перекрытия, вызванный неодинаковой осадкой стен и внутренних столбов при последующей достройке здания. Кладка ведется из кирпича марки М125. Наружные стены первого этажа сложены на шлаковом растворе марки М8. К моменту консервации они имеют напряжения $1,5 \text{ кг/см}^2$, в законченном здании $6,5 \text{ кг/см}^2$. Внутренние столбы сложены на песчаном растворе марки М50. К моменту консервации они имеют напряжение $4,0 \text{ кг/см}^2$, в законченном здании 12 кг/см^2 . Фундаменты находятся в одинаковых условиях нагрузки на грунт и неравномерная осадка грунта исключается.

Решение. Разница осадок вызывается различными упругими свойствами и различными нагрузками наружных стен и внутренних столбов. Из таблицы допускаемых напряжений на кладку берем необходимые данные:

а) для наружных стен из кирпича марки М125 на шлаковом растворе марки М8

$$[\sigma] = 0,85 \cdot 8,5 = 7,2 \text{ кг/см}^2; R = 3[\sigma] = 21,6 \text{ кг/см}^2;$$

б) для внутренних столбов на песчаном растворе марки М50

$$[\sigma] = 13,5 \text{ кг/см}^2; R = 3[\sigma] = 40,5 \text{ кг/см}^2.$$

Из табл. 2.4 берем данные для определения начальных модулей упругости E_0 .

Для кладки на шлаковом растворе марки М8

$$E_0 = \alpha R = 250 \cdot 21,6 = 5400 \text{ кг/см}^2.$$

Для кладки на песчаном растворе марки М50

$$E_0 = \alpha R = 1000 \cdot 40,5 = 40500 \text{ кг/см}^2.$$

Чтобы показать разницу, которую дает в данном случае приближенный способ определения осадки по среднему модулю упругости, и более точные методы с учетом переменности модуля упругости, решим пример тремя способами.

Первый способ – по среднему модулю упругости $E' = 0,9E_0$. Определяем средние модули упругости:

для кладки наружных стен

$$E' = 0,9 \cdot 5400 = 4860 \text{ кг/см}^2;$$

для кладки столбов

$$E' = 0,9 \cdot 40500 = 36450 \text{ кг/см}^2.$$

Относительная деформация кладки наружной стены при повышении напряжения от $\sigma_1 = 1,5 \text{ кг/см}^2$ до $\sigma_2 = 6,5 \text{ кг/см}^2$ составляет

$$\Delta \varepsilon = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{E'} = \frac{6,5 - 1,5}{4860} = 1,03 \text{ мм/м.}$$

На высоту 6,0 м это дает осадку стены

$$\Delta h = 6 \cdot 1,03 = 6,18 \text{ мм.}$$

Относительная осадка внутренних столбов при повышении напряжения от 4 до 12 кг/см² составляет

$$\Delta \varepsilon' = \frac{12 - 4}{36450} = 0,22 \text{ мм.}$$

На высоту 6,0 м это дает осадку столбов

$$\Delta h' = 0,22 \cdot 6 = 1,32 \text{ мм.}$$

Разница осадок стены и столбов дает прогиб железобетонного перекрытия

$$f = 6,18 - 1,32 = 4,86 \text{ мм.}$$

Второй способ – по формулам деформации кладки.

По формуле (2.37) или по формуле (2.38), пользуясь табл. 2.5, определяем осадки стен и столбов к моменту консервации (ε_1), и к моменту окончательной нагрузки (ε_2). Разница их дает искомую дополнительную осадку.

По формуле (2.37) определяем осадки стены:

$$\begin{aligned}\varepsilon_1 &= -\frac{R}{E_0} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{R'}\right) = -\frac{1,1R}{250R} \ln\left(1 - \frac{1,5}{1,1 \cdot 21,6}\right) = 0,0044 \cdot \ln 1,07 = \\ &= 0,0044 \cdot 0,06766 = 0,298 \text{ мм/м;} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_2 = -\frac{1,1R}{250R} \ln\left(1 - \frac{6,5}{1,1 \cdot 21,6}\right) = 0,0044 \cdot \ln 1,372 = 0,0044 \cdot 0,3163 = 1,381 \text{ мм/м.}$$

Разница осадок $\Delta\varepsilon = \varepsilon_2 - \varepsilon_1 = 1,093 \text{ мм/м.}$

Аналогичным способом определяем осадки столба:

$$\begin{aligned}\varepsilon'_1 &= -\frac{1,1R}{1000R} \ln\left(1 - \frac{4,0}{1,1 \cdot 40,5}\right) = 0,104 \text{ мм/м;} \\ \varepsilon'_2 &= -\frac{1,1R}{1000R} \ln\left(1 - \frac{12,0}{1,1 \cdot 40,5}\right) = 0,341 \text{ мм/м;} \end{aligned}$$

$$\Delta\varepsilon' = 0,341 - 0,104 = 0,237 \text{ мм/м.}$$

Осадка наружных стен на высоту 6,0 м составляет:

$$\Delta h = 6,0 \cdot 1,093 = 6,56 \text{ мм.}$$

Осадка внутренних столбов на ту же высоту:

$$\Delta h' = 6,0 \cdot 0,237 = 1,4 \text{ мм.}$$

Прогиб железобетонного перекрытия составляет:

$$f = 6,56 - 1,4 = 5,16 \text{ мм.}$$

Третий способ – по действительному модулю упругости.

По формуле (2.35) имеем:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{R_1}\right).$$

Для наружной стены $\Delta\sigma = 6,5 - 1,5 = 5,0 \text{ кг/см}^2$. Напряжение σ – величина переменная от 1,5 до 6,5 кг/см^2 .

Принимаем среднее значение:

$$\sigma = \frac{1,5 + 6,5}{2} = 4,0 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем $\Delta\varepsilon$:

$$\Delta\varepsilon = \frac{\Delta\sigma}{E_0(1 - \frac{\sigma}{R_1})} = \frac{5}{5400(1 - \frac{4}{1,1 \cdot 21,6})} = 1,11 \text{ мм/м.}$$

Для внутренних столбов $\Delta\sigma = 12 - 4 = 8 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma = \frac{12 + 4}{2} = 8,0 \text{ кг/см}^2$:

$$\Delta\varepsilon' = \frac{8}{40500(1 - \frac{8}{1,1 \cdot 40,5})} = 0,24 \text{ мм/м.}$$

На высоту 6,0 м мы имеем осадки:

$$\Delta h = 1,11 \cdot 6,0 = 6,66 \text{ мм};$$

$$\Delta h' = 0,24 \cdot 6,0 = 1,44 \text{ мм.}$$

Прогиб железобетонного перекрытия составляет:

$$f = 6,66 - 1,44 = 5,22 \text{ мм.}$$

Из трех способов наиболее точное решение дает второй. Решение по первому способу наиболее простому, дает отклонение 6 %, что для подобного рода задач вполне допустимо. Третий способ, также сравнительно несложный, дает отклонение 1 %.

2.14. Продольный изгиб

Теоретическое определение критической нагрузки, при которой происходит потеря устойчивости, дает формула Эйлера. Для каменных конструкций критическая нагрузка, если ее посчитать по этой формуле с постоянным модулем упругости, оказывается значительно выше временно-го сопротивления кладки. Отсюда можно было бы сделать вывод, что явление продольного изгиба в каменных конструкциях нет. Однако и в металлоконструкциях при малых гибкостях ($\lambda < 100$) критическая нагрузка по формуле Эйлера оказывается выше предела текучести. Тем не менее и для этих гибкостей испытания дают выпучивание стержней. В соответствии с результатами испытаний выведены эмпирические формулы Навье, Тетмайера, Ясинского и др., по которым производится расчет на продольный изгиб.

Более поздние исследования Энгессера и Кармана показали, что расхождение при малых гибкостях между формулой Эйлера и экспериментами объясняются тем, что формула Эйлера выведена для постоянного модуля упругости, а здесь потеря устойчивости происходит при напряжениях, выходящих за предел пропорциональности и следовательно модуль упругости становится переменным.

Если учесть переменность модуля упругости выше предела пропорциональности, то формула Эйлера с соответствующими поправками дает хорошее совпадение также и с опытами для металлических стержней малой гибкости. Эти выводы имеют существенное значение для каменных конструкций, где применяются малые гибкости и материал имеет переменный модуль упругости.

По формуле Эйлера для постоянного модуля упругости E_0 мы имеем:

$$P_{кр}^0 = \frac{\pi^2 E_0 J}{l^2}; \quad \sigma_{кр}^0 = \pi^2 E_0 \left(\frac{r}{l}\right)^2. \quad (2.50)$$

Обычно в расчетах пользуются основными допускаемыми напряжениями на сжатие и вводят коэффициент продольного изгиба φ , который понижает эти напряжения. В металлоконструкциях φ_0 есть отношение критического напряжения к пределу текучести R' :

$$\varphi_0 = \frac{\sigma_{кр}^0}{R'} = \frac{\pi^2 E_0}{R'} \left(\frac{r}{l}\right)^2. \quad (2.51)$$

Для каменных конструкций мы воспользуемся теми же формулами, но вместо постоянного модуля упругости примем переменный по формуле (2.35). При критическом напряжении $\sigma_{кр}$ модуль упругости будет иметь значение:

$$E = E_0 \left(1 - \frac{\sigma_{кр}}{R'}\right). \quad (2.52)$$

Тогда будем иметь:

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 E J}{l^2}; \quad (2.53)$$

$$\sigma_{кр} = \pi^2 E \left(\frac{r}{l}\right)^2 = \pi^2 E_0 \left(1 - \frac{\sigma_{кр}}{R'}\right) \left(\frac{r}{l}\right)^2. \quad (2.54)$$

Вводя обозначения с нулевыми индексами для постоянного модуля упругости (2.50), получаем:

$$\sigma_{кр} = \sigma_{кр}^0 \left(1 - \frac{\sigma_{кр}}{R'}\right). \quad (2.55)$$

И отсюда:

$$\sigma_{кр} = \frac{\sigma_{кр}^0}{1 + \frac{\sigma_{кр}^0}{R'}}. \quad (2.56)$$

Если обозначим $\sigma_{кр}$ через $\varphi R'$ и воспользуемся выражением (2.51), то получим:

$$\varphi = \frac{\sigma_{кр}}{R'} = \frac{\left(\frac{\sigma_{кр}^0}{R'} \right)}{1 + \frac{\sigma_{кр}^0}{R'}} = \frac{\varphi_0}{1 + \varphi_0}. \quad (2.57)$$

Полученная формула была проверена на многочисленных экспериментах и показала хорошее совпадение с данными опытов. Некоторые результаты опытов приводятся на графиках (рис. 2.26) и (рис. 2.27).

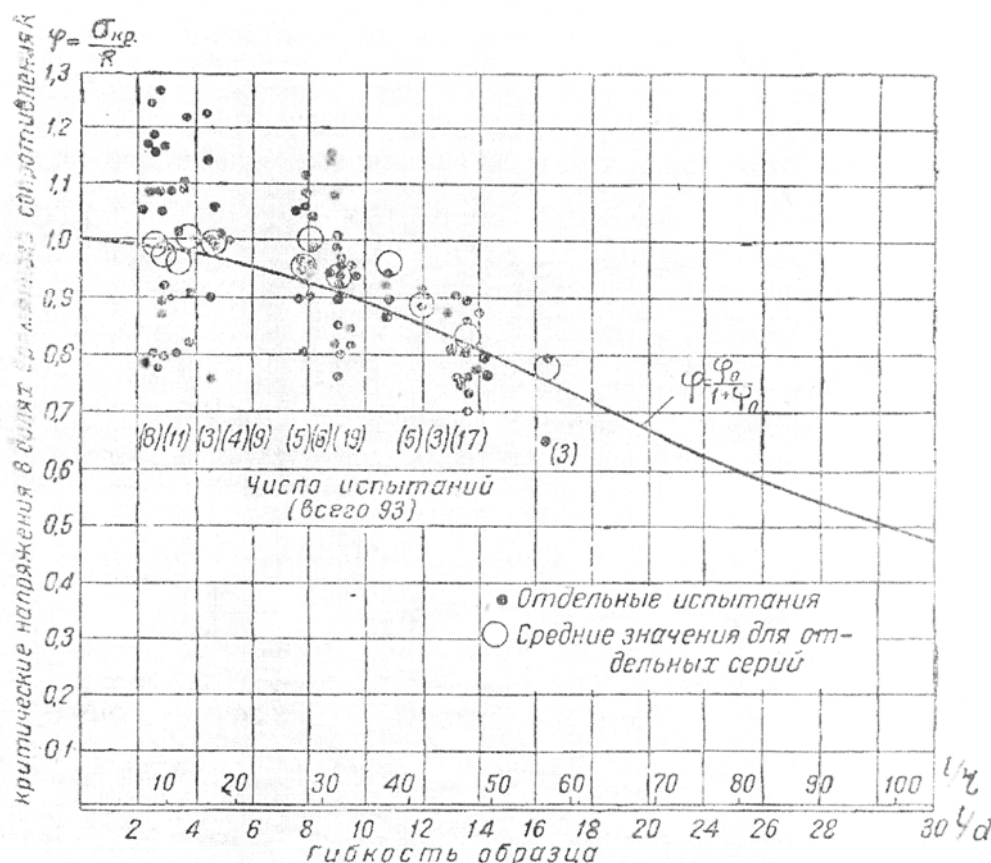


Рис. 2.26. Снижение прочности от продольного изгиба кирпичных стен,

выложенных на цементном растворе. Кривая по формуле $\varphi = \frac{\varphi_0}{1 + \varphi_0}$;

экспериментальные точки по опытам Бюро стандартов США

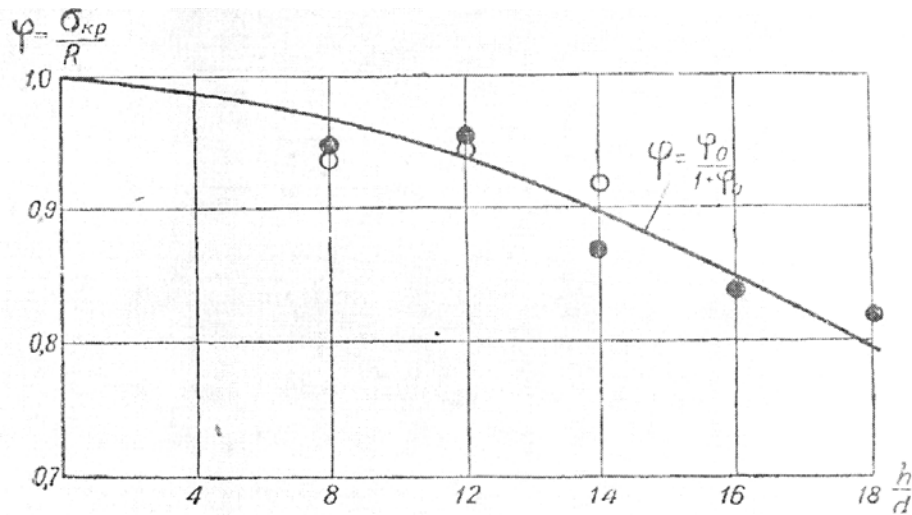


Рис. 2.27. Результаты экспериментальной проверки формулы
 продольного изгиба $\varphi = \frac{\varphi_0}{1 + \varphi_0}$ на столбах крупноблочной кладки
 из нормального бетона (ЦНИПС)

Преобразуем выражение φ_0 (2.51). Подставив следующие значения отдельных величин из предыдущей главы по формулам (2.36) и (2.35): $E_0 = \alpha R$ и $R' = 1,1R$. Для прямоугольного сечения $r = \frac{d}{\sqrt{12}}$:

$$\varphi_0 = \frac{\pi^2 E_0}{R'} \left(\frac{r}{l} \right)^2 = \frac{\pi^2 \alpha R}{1,1 \cdot 12 \cdot R} \left(\frac{d}{l} \right)^2 = 0,75 \alpha \left(\frac{d}{l} \right)^2. \quad (2.58)$$

Переходя от критических к допускаемым напряжениям, мы должны учесть, что во всех конструкциях с повышением гибкости считается необходимым повышать коэффициент запаса. Основной коэффициент запаса $k = 3$ установлен для конструкций с отношением высоты к толщине не более 5. При большей гибкости вводится для каменных конструкций повышенный коэффициент запаса k_1 , называемый иногда коэффициентом устойчивости, по формуле:

$$k_1 = 2,75 + 0,05 \frac{l}{d}. \quad (2.59)$$

Критическое напряжение по формуле (2.56) не учитывает неизбежных в каменных конструкциях начальных отклонений (эксцентриситетов) от прямолинейной оси и неоднородности материала.

Если обозначим через a начальный эксцентриситет, учитывающий все эти факторы, то для малых значений он может быть учтен при определении коэффициента φ по формуле:

$$\varphi = \frac{\varphi_0}{1 + \varphi_0 \left(1 + \frac{6a}{d} \right)}. \quad (2.60)$$

Для каменных конструкций допускаемый начальный эксцентриситет, который не учитывается при расчете конструкций, выражается формулой:

$$a = 0,01d + 0,001l. \quad (2.61)$$

Для таких эксцентриситетов по формуле (2.60) мы имеем снижение критических напряжений примерно на 10 %. Поэтому для практических расчетов принимается:

$$\sigma_{кр} = 0,9\varphi R' = \varphi R = k\varphi [\sigma]. \quad (2.62)$$

Путем деления $\sigma_{кр}$ на коэффициент запаса k_1 получаем допускаемые напряжения при продольном изгибе:

$$[\sigma]_{\varphi} = \frac{\sigma_{кр}}{k_1} = \frac{k\varphi}{k_1} [\sigma] = \varphi' [\sigma]. \quad (2.63)$$

Таким образом мы видим, что при продольном изгибе мы имеем два снижения допускаемых напряжений, одно (φ), учитывающее влияние продольного изгиба, и другое ($\frac{k}{k_1}$), учитывающее повышение коэффициента запаса при больших гибкостях. В таблицах, которые даются в нормах, включены все факторы, и потому они дают окончательные коэффициенты, на которые должны умножаться основные допускаемые напряжения на сжатие. В дальнейшем коэффициентом φ будем обозначать окончательный коэффициент φ' по формуле (2.63).

Если конструкция запроектирована без эксцентриситетов, но осуществлена недостаточно точно, вследствие чего начальная кривизна и эксцентриситеты превосходят значения по формуле (2.61), то влияние этих отклонений должно при проверочных расчетах особо учитываться по формуле (2.60).

Пример 2.7. Определить коэффициент продольного изгиба для пустотелой прямоугольной колонны высотой 12,0 м и сечением по наружному обмеру 90×90 см и по внутреннему обмеру 40×40 см, из кирпичной кладки на цементном растворе марки М50.

Решение. Определяем радиус инерции пустотелой колонны r :

$$r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{90^4 - 40^4}{12(90^2 - 40^2)}} = 28,4 \text{ см.}$$

Толщина эквивалентной по гибкости сплошной прямоугольной колонны составляет:

$$d' = 28,4 \cdot 3,47 = 98,5 \text{ см.}$$

Для кладки на цементном растворе марки М50 $\alpha = 1000$.

Определяем по формуле (2.58) φ_0 :

$$\varphi_0 = 0,75\alpha \left(\frac{d'}{l} \right)^2 = 0,75 \cdot 1000 \left(\frac{98,5}{1200} \right)^2 = 5,06.$$

По формуле (2.57):

$$\varphi = \frac{\varphi_0}{1 + \varphi_0} = \frac{5,06}{1 + 5,06} = 0,835.$$

По формуле (2.59) определяем коэффициент запаса:

$$k' = 2,75 + 0,05 \frac{1200}{98,5} = 3,36.$$

Окончательный коэффициент продольного изгиба определяем по формуле (2.63):

$$\varphi' = \frac{k\varphi}{k'} = \frac{3 \cdot 0,835}{3,36} = 0,745.$$

Продольный изгиб каменных конструкций в силу их специфических особенностей несколько отличается от продольного изгиба других видов конструкций.

Во всех видах конструкций мы имеем существенное отступление от идеальной схемы продольного изгиба, рассматриваемой в курсах сопротивления материалов. По этой идеальной схеме при нагрузке ниже критической происходит простое сжатие стержня и ось стержня остается прямой. При критической же нагрузке становятся возможным две схемы равновесия, и происходит резкое выпучивание стержня, приводящее его к разрушению.

При испытании стержней искривление оси начинается при очень низких нагрузках задолго до достижения нагрузкой ее критического значения. По мере роста нагрузки прогибы непрерывно растут, причем нарастание прогибов идет быстрее нарастания нагрузок. При приближении к критической нагрузке прогибы достигают такой большой величины, что происходит разрушение стержня. Появление прогибов при малых нагрузках объясняется наличием некоторых неизбежных в опытах начальных эксцентриситетов при центрировке образца и начальной кривизны стержня или неоднородности его упругих свойств по сечению (внутренние упругие эксцентриситеты). Чем точнее ставятся опыты, тем меньше начальные эксцентриситеты и тем более схема испытания приближается к идеальной схеме, рассматриваемой в курсах сопротивления материалов. Во всех случаях разрушение происходит от совместного действия сжатия и изгиба, причем чем точнее опыт и чем больше гибкость, тем ближе разрушающая нагрузка приближается к критической нагрузке по теории устойчивости.

В каменных конструкциях мы имеем дело со столбами и стенами малой гибкости с отношениями высоты к толщине от 3 до 20.

При испытаниях столбов малых гибкостей должно сказываться влияние сил трения по поверхности подушек пресса, которые препятствуют поперечному расширению столба и тем самым повышают разрушающую нагрузку. Эти силы трения и создают разницу в кубиковой и призмной прочности каменных материалов. В действительных условиях работы конструкций таких препятствий для расширения опорных сечений не создается, почему даже при малых гибкостях упрочнения, наблюдаемого при лабораторных испытаниях, не будет. Считается, что при отношении высоты к толщине 3-4 влияние подушек пресса незначительно, почему такая гибкость и принята для нормальных образцов при определении временного сопротивления кладки (столбы $0,38 \times 0,38 \times 1,20$ м).

Исследование каменных конструкций показало, что с повышением гибкости прочность столбов понижается, почему влияние гибкости при расчетах должно учитываться. При малых гибкостях здесь сказывается уменьшение влияния сил трения, а при больших – начинает сказываться влияния изгиба. Замеры положения оси столбов показали наличие поперечных прогибов, непрерывно нарастающих по мере роста нагрузки, что дает полную аналогию с явлениями продольного изгиба и в стержнях из других материалов. В связи с малой гибкостью в каменных столбах эти прогибы очень малы. В экспериментах со столбами в $1\frac{1}{2}$ кирпича высотой 1,20 м получен прогиб к моменту разрушения 0,6-0,7 мм, а в столбах в $1\frac{1}{2}$ кирпича высотой 4,80 м прогибы уже доходили до 3,9 мм (рис. 2.28). Такие небольшие прогибы, не видные на глаз, должны вызвать при большой жесткости сечения значительные дополнительные напряжения материала, что и сказывается в понижении временного сопротивления кладки. При больших гибкостях прогибы ясно видны на глаз (рис. 2.29). Эти прогибы вызываются неточностью центрировки и неоднородностью упругих свойств материала в сечениях столба, вследствие чего упругая ось не совпадает с геометрической осью. Прогибы эти возрастают по мере роста нагрузки по тем же законам, что и в стержнях из других материалов, и при приближении к критической нагрузке доходят до величины, при которой происходит разрушение конструкции.

Таким образом в каменных конструкциях мы не имеем потери устойчивости, но влияние гибкости сказывается в поперечном изгибе, в результате чего разрушение происходит от совместного действия сжатия и изгиба. Подсчет разрушающих нагрузок по сжатию и изгибу и экспериментальная проверка показывают, что снижение их с повышением гибкостей, которые применяются в каменных конструкциях, практически совпадает со снижением по приведенным выше формулам, выведенным из формулы Эйлера по теории устойчивости с учетом переменности модуля упругости.

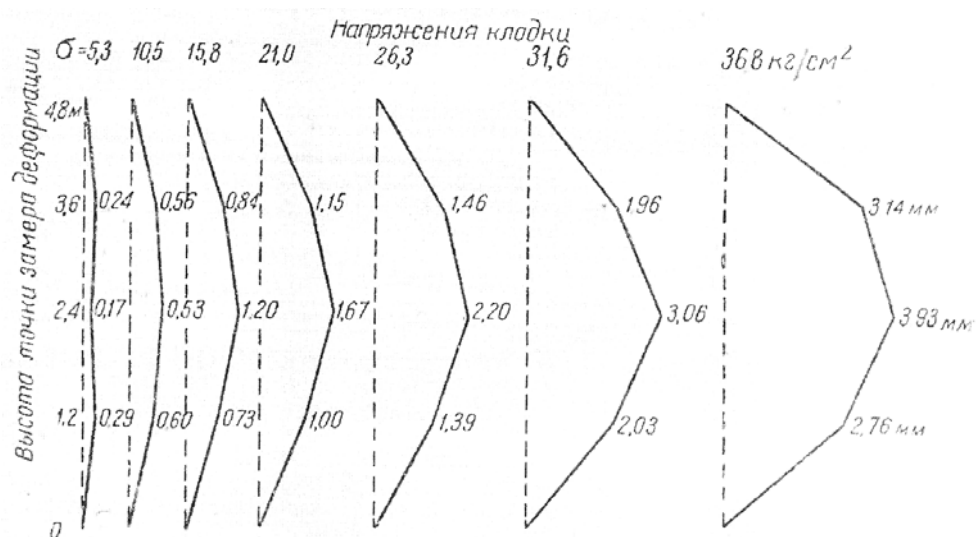


Рис. 2.28. Поперечные прогибы кирпичного столба $0,38 \times 0,51 \times 4,80$ м при осевом сжатии (опыты ЦНИПС, 1933 г.)

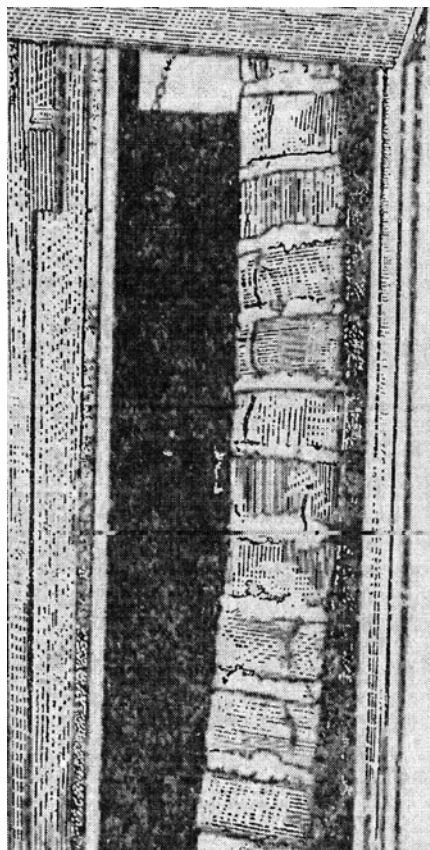


Рис. 2.29. Деформации кирпичного столба

Так как приведенный выше расчет дает весьма простые формулы для определения коэффициентов снижения, он принят в нормах проектирования каменных конструкций.

2.15. Особенности работы каменных конструкций при внецентренном сжатии

Особенностью работы кладки и бетона на внецентренное сжатие является большое расхождение между экспериментальными данными и теоретическими подсчетами по формулам сопротивления материалов. Во всех случаях эксперименты дают значительно большую разрушающую нагрузку сравнительно с теоретическими подсчетами. При больших эксцентриситетах мы имеем расхождение в 1,5-2 раза.

Одной из причин, однако не самой главной, является переменность модуля упругости. Вместо эпюры напряжений в виде прямолинейной трапеции мы имеем криволинейную трапецию, площадь которой получается больше. Соответственно этому увеличивается и равная этой площади разрушающая нагрузка.

Для определенного закона зависимости деформаций от напряжений мы можем точно определить разрушающую нагрузку для любого эксцентриситета нагрузки. На рис. 2.30 дана эпюра напряжений для прямоугольного сечения. Криволинейность эпюры приводит к тому, что нейтральная ось, в которой волокна не испытывают дополнительных напряжений от изгиба, смещается в сторону, противоположную эксцентриситету силы. Если обозначить расстояние нейтральной оси от краевых волокон через d_1 и d_2 ($d_1 > d_2$) и заменить криволинейные треугольники равновеликими прямолинейными, то, приравнявая момент внешних сил моменту внутренних сил, получим следующие формулы для краевых напряжений:

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \sigma_0 \left(1 + \frac{3e}{d_1}\right); \\ \sigma_{\min} &= \sigma_0 \left(1 - \frac{3e}{d_2}\right);\end{aligned}\tag{2.64}$$

Или, обозначая $\frac{2d_1}{d} = k_1$ и $\frac{2d_2}{d} = k_2$, получим:

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \frac{N}{F} + \frac{M}{k_1 W}; \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{F} - \frac{M}{k_2 W}.\end{aligned}\tag{2.65}$$

Заменяя криволинейные фигуры треугольными, мы несколько уменьшаем плечо пары внутренних сил. Поэтому в окончательные коэффициенты k_1 и k_2 включается поправка учитывающая и это обстоятельство.

учитывающая как упрочнение материала, так и переменность модуля упругости:

$$k_1 = 1 + \frac{3e}{d}. \quad (2.66)$$

Временное сопротивление кладки в крайних волокнах может быть получено из временного сопротивления кладки при центральном сжатии R умножением на поправочный коэффициент k_1 :

$$R_{\text{краев}} = k_1 R. \quad (2.67)$$

Поправка, которую дает коэффициент k_1 , весьма велика. При $e = (1/6)d$ прочность кладки в крайних волокнах повышается в $1\frac{1}{2}$ раза, а при $e = (1/3)d$ – в два раза.

Для сложных сечений принята для k_1 формула по аналогии с прямоугольными:

$$k_1 = 1 + 1,5 \frac{e}{a}, \quad (2.68)$$

где a – расстояние от центра тяжести сечения до крайнего наиболее напряженного волокна.

Вторым весьма важным обстоятельством при расчете на внецентренное сжатие является учет влияния раскрытия швов в растянутой зоне кладки при больших эксцентриситетах (рис. 2.31).

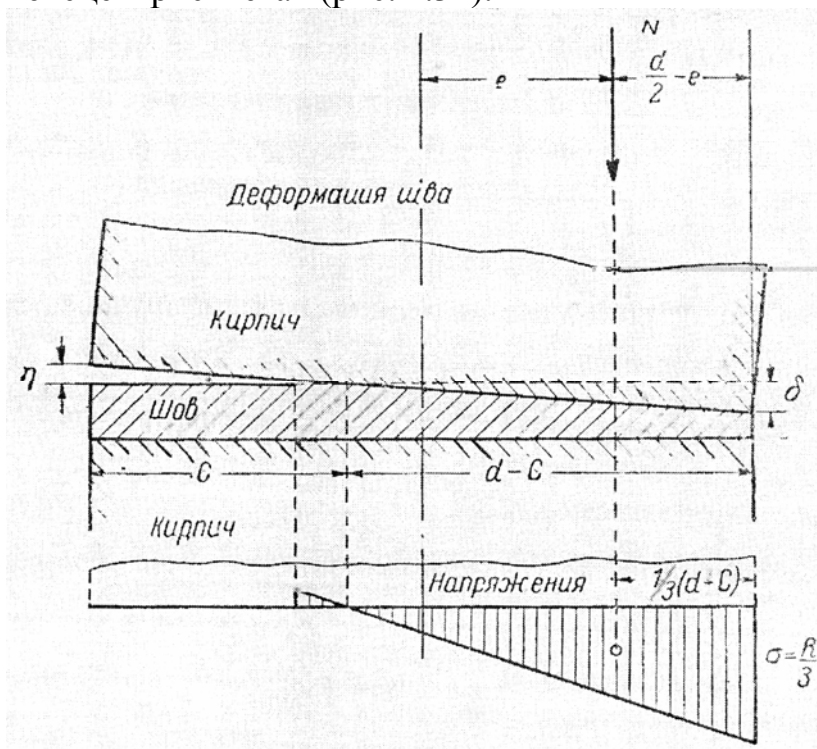


Рис. 2.31. Раскрытие швов кладки при больших эксцентриситетах

Мы видели, что кладка на растяжение работает очень плохо, поэтому при больших эксцентриситетах разрушение растянутой зоны может произойти и при небольших нагрузках. Однако при этом, как показывают эксперименты и теоретический анализ, еще не наступает полное разрушение кладки. Нагрузка может быть значительно увеличена. Существенное влияние имеет направление действующей силы. Если момент вызывается внецентренно приложенной продольной силой, то с раскрытием трещины одновременно уменьшается эксцентриситет нагрузки на половину глубины трещины. При поперечном изгибе силами, перпендикулярными к оси, такая трещина неминуемо привела бы к катастрофическому разрушению, так как изгибающий момент оставался бы постоянным, а момент сопротивления стал бы меньше. При внецентренном сжатии продольными силами этого не произойдет, так как момент уменьшится и при всякой ступени нагрузки наступит равновесие между внешними и внутренними силами при определенной глубине трещины. Оказывается, что уменьшение момента сказывается на напряжениях больше, чем влияние потери части сечения. В результате разрушение произойдет только тогда, когда краевое сжатие достигнет своего временного сопротивления.

Если обозначим площадь полного сечения через F , то разрушающая нагрузка N_1 при эксцентриситете e по формуле сложного сопротивления будет равна:

$$N_1 = \frac{FR}{1 - \frac{6e}{d}}. \quad (2.69)$$

Если отрежем часть столба на ширину $2e$, то новая площадь прямоугольного сечения будет $F' = F(1 - \frac{2e}{d})$. Разрушающая нагрузка N_2 такого столба как центрального нагруженного будет:

$$N_2 = FR(1 - \frac{2e}{d}). \quad (2.70)$$

При эксцентриситетах от 0 до $(1/3)d$ N_2 всегда больше N_1 , например при $e = \frac{1}{6}d$ $N_1 = \frac{FR}{2}$, а $N_2 = \frac{2}{3}FR$.

2.16. Расчет на внецентренное сжатие

Различают три случая расчета на внецентренное сжатие в зависимости от величины эксцентриситета равнодействующей.

Первый случай – равнодействующая всех сил находится в пределах ядра сечения.

Второй случай – равнодействующая вышла за границы ядра сечения, но эксцентриситет ее меньше предельной величины e' .

Третий случай – эксцентриситет равнодействующей больше e' .

Первый случай внецентренного сжатия.

Равнодействующая всех сил находится в пределах ядра сечения, следовательно в сечении растягивающих напряжений не будет (рис. 2.32) и (рис. 2.33).

Для упрощения расчетных формул влияние переменности модуля упругости не учитывается и расчет производится по формулам сопротивления материалов для совместного действия сжатия и изгиба.

Для любого сечения:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{N}{F} + \frac{Ma}{J}. \quad (2.71)$$

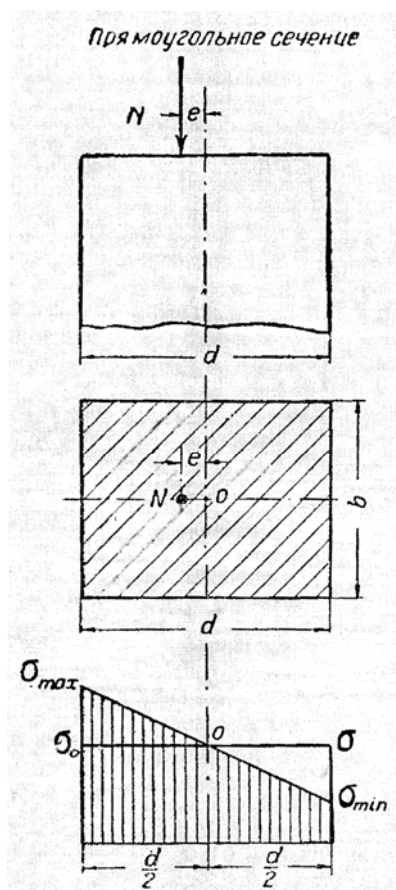


Рис. 2.32. Эпюра напряжений при первом случае внецентренного сжатия для прямоугольного сечения

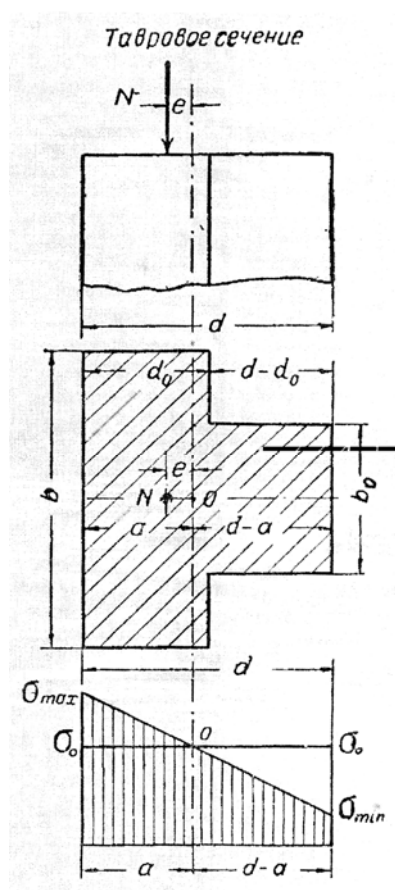


Рис. 2.33. Эпюра напряжений при первом случае внецентренного сжатия для таврового сечения

Для прямоугольного сечения:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} \left(1 + \frac{6e}{d} \right). \quad (2.72)$$

Полученное краевое напряжение должно быть меньше допускаемого, которое получается из основного допускаемого напряжения путем умножения на коэффициент k_1 по формулам (2.66) и (2.68), учитывающий повышение временного сопротивления кладки в краевых волокнах при внецентренном сжатии, и на коэффициент продольного изгиба φ :

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma] k_1 \varphi. \quad (2.73)$$

Коэффициент k_1 получен из испытания образцов с прямоугольным сечением, опытов же с другим сечением не было, поэтому для сложных сечений установлены предельные значения k_1 :

для тавровых и сплошных круглых $k_1 \leq 1,50$,

для пустотелых $k_1 \leq 1,25$.

В практике расчета каменных конструкций встречаются довольно часто тавровые сечения, поэтому ниже мы приводим ряд формул, предложенных инж. Е.И. Вареником, которые дают простое выражение нужных для расчета величин через два параметра A и B , характеризующих тавровое сечение (рис. 2.34):

$$A = \frac{d - d_0}{d};$$

$$B = \frac{b - b_0}{b}. \quad (2.74)$$

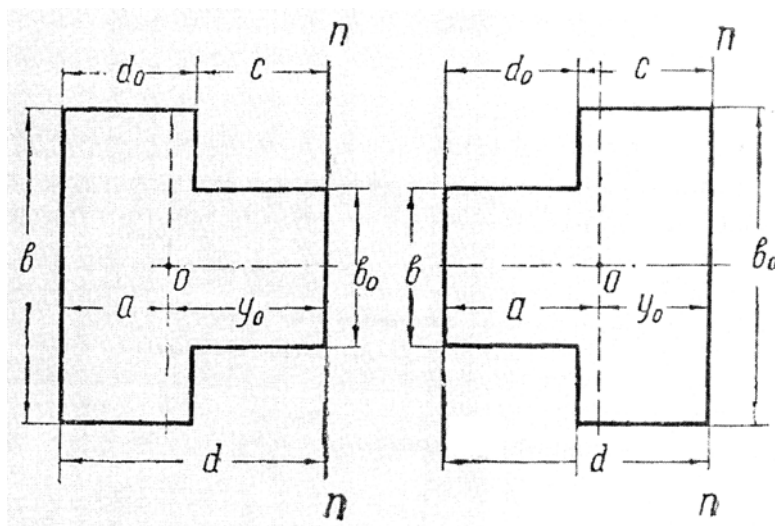


Рис. 2.34. Размеры таврового сечения для определения F , S , Y и y_0

Площадь сечения:

$$F = bd(1 - BA). \quad (2.75)$$

Статический момент относительно оси $n-n$:

$$S_n = \frac{ba^2}{2}(1 - BA^2). \quad (2.76)$$

Момент инерции относительно оси $n-n$:

$$J_n = \frac{bd^3}{3}(1 - BA^3). \quad (2.77)$$

Расстояние центра тяжести относительно оси $n-n$:

$$y_0 = d - a = \frac{d}{2} \frac{1 - BA^2}{1 - BA}; \quad a = d - y_0. \quad (2.78)$$

Момент инерции относительно главной оси:

$$J = J_n - Fy_0^2 = \frac{bd^3}{12} \left[4(1 - BA^3) - \frac{3(1 - BA^2)^2}{1 - BA} \right]. \quad (2.79)$$

Пример 2.8. Проверить напряжения в сечении кирпичного столба, нагруженного продольной силой $N = 25$ т и моментом в направлении большей стороны $M = 1,5$ т·м. Размеры столба 51×64 см. Расчетная высота $6,0$ м. Столб запроектирован из кирпича 100 кг/см² на растворе марки 50 кг/см².

Решение. Эксцентриситет равнодействующей в проверяемом сечении составляет:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,5}{25} = 0,06 \text{ м.}$$

Эксцентриситет не выходит за границы ядра сечения:

$$\frac{e}{d} = \frac{0,06}{0,64} = 0,094 < 1/6.$$

Следовательно мы имеем первый случай внецентренного сжатия.

Определяем максимальное краевое напряжение:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} \left(1 + \frac{6e}{d} \right) = \frac{25000}{51 \cdot 64} (1 + 6 \cdot 0,094) = 12,0 \text{ кг/см}^2.$$

$$\text{Гибкость } \frac{l}{d} = \frac{6,00}{0,51} = 11,8.$$

По таблице определяем для марки раствора М50 и данной гибкости $\varphi = 0,76$:

$$k_1 = 1 + \frac{3e}{d} = 1,28.$$

Основное допускаемое напряжение при кирпиче марки М100 и растворе марки М50 – 12 кг/см².

Определяем допускаемое напряжение $[\sigma]'$ для внецентренного сжатия:

$$[\sigma]' = [\sigma] \cdot \varphi \cdot k_1 = 12 \cdot 0,76 \cdot 1,28 = 11,7 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно:

$$\sigma_{\max} = 12 \text{ кг/см}^2 > [\sigma]' = 11,7 \text{ кг/см}^2.$$

Перенапряжение составляет только 2,6 % (меньше 5 %) и следовательно может быть допущено.

Второй случай внецентренного сжатия.

Равнодействующая вышла за границы ядра сечения, но эксцентриситет меньше e' . В этом случае расчет производится с допущением раскрытия швов и без учета работы кладки на растяжение. Вначале определяется работающая часть сечения после выключения растянутой части сечения и для этой части по общим правилам определяется напряжение $\sigma_{\max}$.

На рис. 2.35 показан часто встречающийся в практике второй случай внецентренного сжатия для прямоугольного сечения. Сила вышла за границу ядра сечения, следовательно крайние волокна с противоположной стороны растянуты. Так как кладка плохо работает на растяжение, то произойдет раскрытие швов на глубину c . Это раскрытие определяет ширину работающей части сечения $d' = d - c$. Эпюра напряжений выражается треугольником с основанием d' и катетом $\sigma_{\max}$.

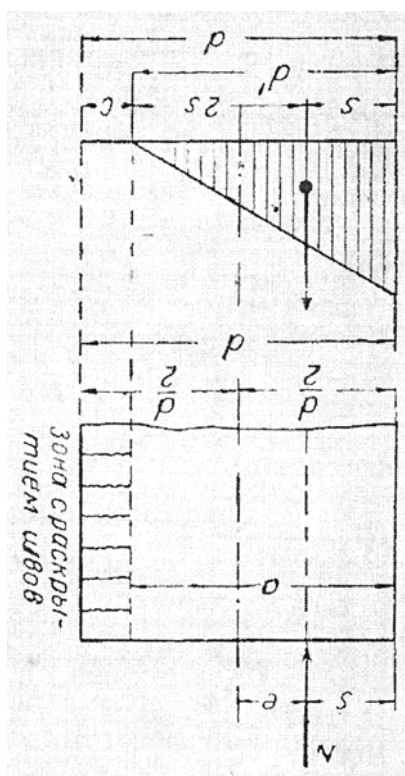


Рис. 2.35. Эпюра напряжений при втором случае внецентренного сжатия (прямоугольное сечение)

Величину d' определим из следующих соображений. Эпюра напряжений, выражаемая площадью треугольника, должна уравниваться по величине и направлению с силой N . Равнодействующая треугольной

эпюры напряжений проходит через центр тяжести ее и следовательно находится на расстоянии s от края, равном $\frac{d'}{3}$. С другой стороны, на таком же расстоянии от края находится действующая сила N .

Отсюда следует:

$$s = \frac{d'}{3} = \frac{d}{3} - e, \quad (2.80)$$

$$d' = 3\left(\frac{d}{3} - e\right). \quad (2.81)$$

Величина раскрытия шва c равна:

$$c = d - 3\left(\frac{d}{3} - e\right) = 3e - \frac{d}{2}. \quad (2.82)$$

Краевое напряжение определим из условия, что площадь треугольной эпюры, умноженная на ширину b , равна силе N :

$$\frac{\sigma_{\max} d' b}{2} = N; \quad \sigma_{\max} = \frac{2N}{d' b}. \quad (2.83)$$

Продольный изгиб считается по фактически работающему к моменту разрушения сечения, имеющему толщину d' . Следовательно гибкость столба принимается не $\frac{l}{d}$, а $\frac{l}{d'}$. Коэффициент продольного изгиба для такой увеличенной гибкости обозначим через φ' . Полученное напряжение $\sigma_{\max}$ по формуле (2.83) должно удовлетворять условию:

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma] k_1 \varphi',$$

где k_1 определяется по формуле (2.66) для полного сечения.

Пример 2.9. Произвести проверку напряжений в столбе из кирпича марки М150 на растворе марки М30. Сечение столба 0,64×0,77 м; расчетная высота 8,0 м. В рассчитываемом сечении действует нормальная сила $N = 30$ т и момент $M = 3,6$ т·м в направлении меньшей стороны (сооружение II класса).

Решение. Определяем эксцентриситет равнодействующей:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,6}{30} = 0,12 \text{ м.}$$

Этот эксцентриситет больше $\frac{1}{6}d$, так как $(\frac{1}{6}d = \frac{0,64}{6} = 0,106 \text{ м})$, но меньше $0,25d$ ($0,25d = 0,16 \text{ м}$). Следовательно мы имеем второй случай

внецентренного сжатия и можем производить расчет без учета растянутой зоны.

По формуле (2.81) определяем работающую толщину сечения d' :

$$d' = 3\left(\frac{d}{2} - e\right) = 3\left(\frac{0,64}{2} - 0,12\right) = 0,60 \text{ м.}$$

максимальное краевое напряжение сжатию определяем по формуле (2.83):

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{d'b} = \frac{2 \cdot 30000}{60 \cdot 77} = 13,0 \text{ кг/см}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба определяем для работающей части сечения.

$$\text{Гибкость } \frac{l}{d'} = \frac{800}{60} = 13,3.$$

По таблице находим φ для раствора марки М30 и гибкости 13,3:

$$\varphi = 0,667.$$

Определяем коэффициент внецентренного сжатия k_1 :

$$k_1 = 1 + \frac{3e}{d} = 1 + \frac{3 \cdot 0,12}{0,64} = 1,56.$$

Основное допускаемое напряжение на сжатие для кирпича марки М150 и раствора марки М30 составляет $13,0 \text{ кг/см}^2$. Определяем допускаемое напряжение с учетом продольного изгиба и внецентренного сжатия $[\sigma]'$:

$$[\sigma]' = [\sigma]\varphi k_1 = 13 \cdot 0,667 \cdot 1,56 = 13,5 \text{ кг/см}^2.$$

Полученное максимальное напряжение меньше допускаемого:

$$\sigma_{\max} = 13,0 \text{ кг/см}^2 < [\sigma]' = 13,5 \text{ кг/см}^2.$$

Для сложного сечения определение нулевой линии напряжений $n-n$ (рис. 2.36), которая выделяет работающую часть сечения, может быть произведено следующим образом. Обозначим ширину работающей части через d' , ее площадь через F' , переменную толщину конструкции через b_y и расстояние от точки приложения силы N до краевого волокна через s . Определим момент M_n силы N относительно оси $n-n$:

$$M_n = N(d' - s). \quad (2.84)$$

Отсюда:

$$d' - s = \frac{M_n}{N}. \quad (2.85)$$

Выразим M_n и N через равновеликие им моменты и сумму внутренних сил. Напряжения в сечении меняются от σ до 0 по линейному закону.

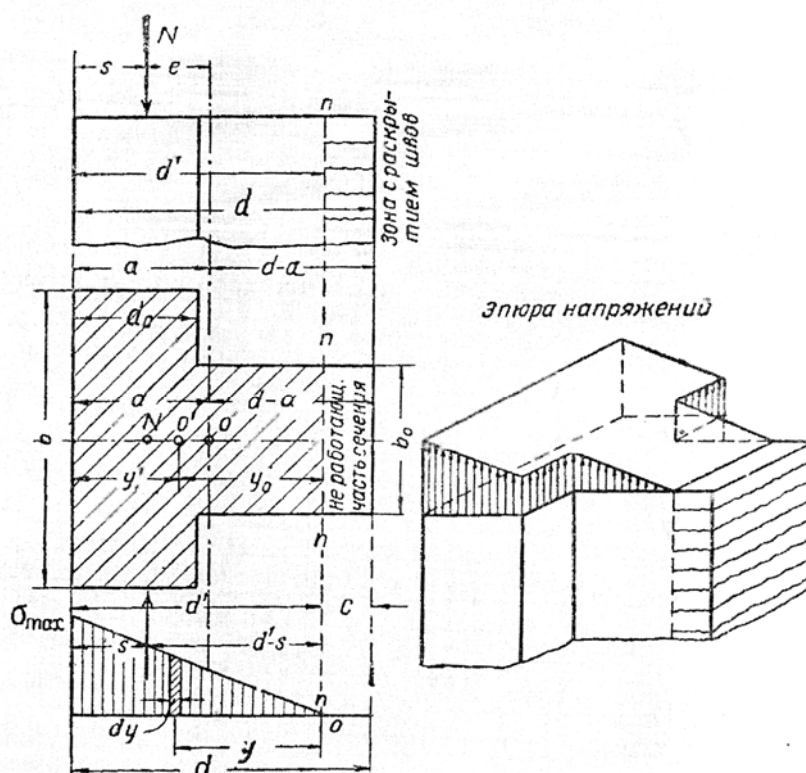


Рис. 2.36. Эпюра напряжений при втором случае внецентренного сжатия (тавровое сечение)

На расстоянии y они равны:

$$\sigma_y = \frac{\sigma y}{d'} \quad (2.86)$$

Момент внутренних сил относительно оси $n-n$ равен:

$$M_n = \int_0^{d'} \sigma_y b_y dy = \frac{\sigma}{d'} \int_0^{d'} b_y y^2 dy = \frac{\sigma}{d'} J_n \quad (2.87)$$

Сумма внутренних сил равна:

$$N = \int_0^{d'} \sigma_y b_y dy = \frac{\sigma}{d'} \int_0^{d'} b_y y dy = \frac{\sigma}{d'} S_n \quad (2.88)$$

Из формулы (2.85) определяем положение оси $n-n$ относительно точки приложения силы N :

$$d' - s = \frac{M_n}{N} = \frac{J_n}{S_n} \quad (2.89)$$

Это и есть основное уравнение для определения величины d' . Величины J_n и S_n выражаем через d' и получаем уравнение с одним неизвестным, из которого и определяем d' .

Для прямоугольного сечения $J_n = \frac{bd'^3}{3}$ и $S_n = \frac{bd'^2}{2}$.

Отсюда:

$$d' - s = \frac{J_n}{S_n} = \frac{2}{3}d' \text{ и } d' = 3s. \quad (2.90)$$

Для таврового сечения мы получаем более сложное выражение, требующее решения кубического уравнения. Здесь могут быть использованы приведенные выше формулы для таврового сечения (2.74-2.79), если в них принять размеры не для всего сечения, а только для работающей части сечения (рис. 2.36). В этом случае все размеры в формулах остаются без изменения за исключением размера d , который заменится размером d' . Величина d' неизвестна и может быть определена по формуле (2.89):

$$d' - s = \frac{J_n}{S_n} = \frac{2d'}{3} \frac{1 - BA^2}{1 - BA^2}. \quad (2.91)$$

Для приведения уравнения (2.91) к одному неизвестному выразим по формуле (2.74) d' через A :

$$d' = \frac{d_0}{1 - A}. \quad (2.92)$$

После подстановки d' в выражение (2.91) получаем кубическое уравнение, из которого можно определить A и далее по формуле (2.92) d' :

$$d_0 - s(1 - A) = \frac{2d'(1 - BA^3)}{3(1 - BA^3)}. \quad (2.93)$$

Положение нулевой линии для любого сечения сравнительно просто может быть определено графическим способом Мора (2.37). Рассчитываемое сечение делится на полосы таким образом, чтобы ось $m-m$, проходящая через точку приложения силы N , совпадала с краем одной из полос. В центре тяжести каждой полосы предполагаются приложенными силы $w = Fu$, где F – площадь полосы и u – расстояние от ее центра тяжести до точки приложения равнодействующей N . Силы w со стороны $\sigma_{\min}$ считаются отрицательными (на рисунке слева от оси $m-m$). Силы w со стороны $\sigma_{\max}$ считаются положительными (на рисунке справа от оси $m-m$). Для сил w строится многоугольник сил при любом полюсном расстоянии и веревочный многоугольник. Положение нулевой линии $n-n$ определяется точкой 0 пересечения крайнего луча веревочного многоугольника с одной из сторон того многоугольника (на рис. 2.37 пересечение сторон 1 и 10). Этим и определяется величина d' .

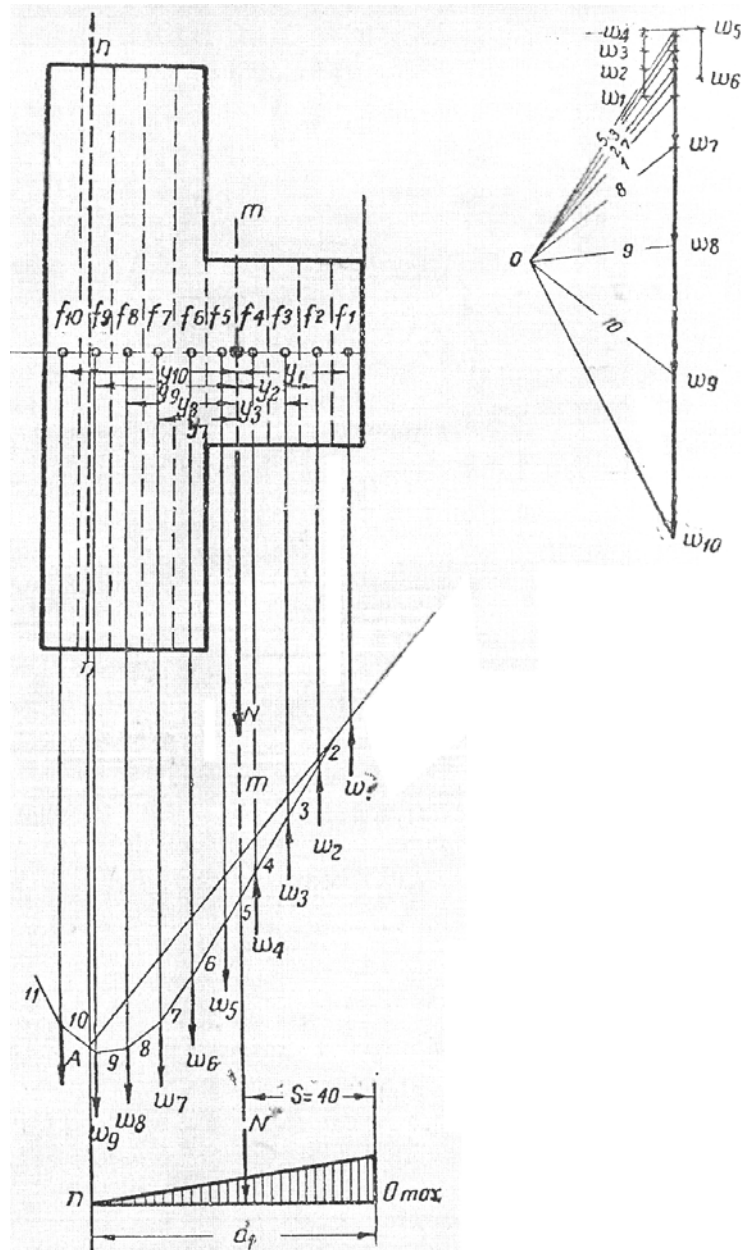


Рис. 2.37. Графический способ определения нулевой линии в сложных сечениях при втором случае внецентренного сжатия

Переходим к определению краевого напряжения. Мы могли бы найти относительно оси нового сечения момент внешних сил M' и определить краевое напряжение по формуле (2.71). Однако его можно определить более просто, так как нам известно, что второе краевое напряжение равно нулю. Воспользуемся формулами краевых напряжений:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F'} + \frac{M'}{W_1} = \frac{N}{F'} + \frac{M'(d' - y'_0)}{J'}; \quad (2.94)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{F'} - \frac{M'}{W'_2} = \frac{N}{F'} - \frac{M'J'_0}{J'} = 0. \quad (2.95)$$

Из формулы (2.95) определяем M' :

$$M' = \frac{NJ'}{F'y'_0}. \quad (2.96)$$

Подставляем M' в формулу (2.94), получаем краевое напряжение:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F'} \left(1 + \frac{d' - y'_0}{y'_0} \right) = \frac{Nd'}{F'y'_0}. \quad (2.97)$$

Здесь y'_0 – расстояние центра тяжести рабочего сечения от краевого волокна с нулевым напряжением. Величины F' и y'_0 могут быть определены по формулам (2.75) и (2.78), если в них заменить d на d' . Для прямоугольного сечения $y'_0 = \frac{d'}{2}$ и следовательно:

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{F'}. \quad (2.98)$$

Подставляя $F' = d'b = 3sb$, получаем для прямоугольного сечения уже ранее полученное выражение (2.83):

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{3sb} = \frac{2N}{d'}. \quad (2.99)$$

Для сложных сечений при втором случае внецентренного сжатия, как и для первого, k_1 принимается по формуле (2.68) для полного сечения, что непосредственно получено из испытания столбов. Что же касается продольного изгиба, то коэффициент φ принимается для рабочей части сечения. В отличие от φ обозначаем его через φ' . Максимальное напряжение по формуле (2.97) должно быть ниже допускаемого, умноженного на k_1 и φ' :

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma] k_1 \varphi'. \quad (2.100)$$

Третий случай внецентренного сжатия.

При эксцентриситете равнодействующей более e' не может быть допущено раскрытия швов и в расчет вводится растянутая зона (рис. 2.38). Напряжения растяжения не должны превышать допускаемых напряжений на растяжение при изгибе:

$$-\sigma_{\min} = \frac{M}{W} - \frac{N}{F} \leq [\sigma]_{\text{изг.}}. \quad (2.101)$$

Предусмотренная нормами прочность кладки на растяжение, основанная на сцеплении раствора с кирпичом, не всегда бывает достаточно обеспечена. При загрязненной поверхности кирпича и плохом растворе сцепление может частично отсутствовать. Поэтому для ответственных конструкций требуется обеспечение устойчивости их и при отсутствии

сцепления, для чего установлено требование, чтобы эксцентриситет равнодействующей не выходил за пределы $0,4d$ для прямоугольного сечения и $0,38a$ – для сложного сечения. Это требование распространяется на стены, столбы, подпорные стенки, карнизы и парапеты.

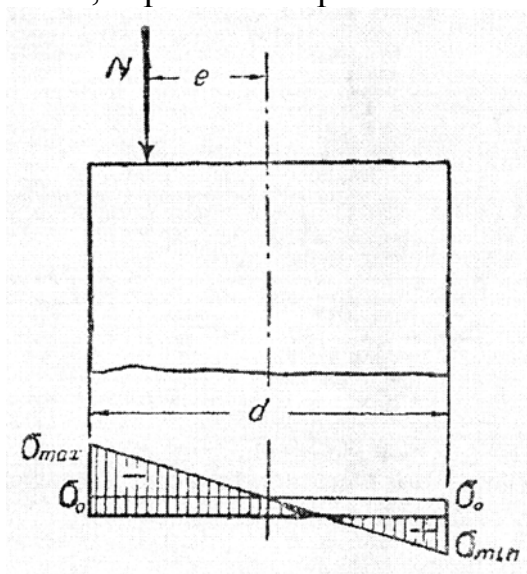


Рис. 2.38. Эпюра напряжений при третьем случае внецентренного сжатия

Установленный предельный эксцентриситет дает для наиболее невыгодных случаев нагрузки (когда момент создает исключительно горизонтальными силами) коэффициент запаса устойчивости 1,25. Так как при этом сцепление раствора с камнем даже в худших случаях частично имеется, такой запас устойчивости для данного случая можно считать достаточным и проверки на опрокидывание не требуется. Однако в сечениях, где сцепление отсутствует, например в изоляционных швах, при расчет стен, не имеющих неподвижной верхней точки опоры, требуется проверка устойчивости их на опрокидывание при коэффициенте запаса $k_y = 1,5$.

Пример 2.10. В рассчитываемом сечении простенка размером $0,9 \times 0,51$ м на растворе марки М15 действуют нормальная сила $N = 1,35$ т и изгибающий момент $M = 0,27$ т·м. Требуется проверить напряжения для сооружения III класса.

Решение. Определяем эксцентриситет:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,27}{1,35} = 0,20 \text{ м.}$$

Эксцентриситет больше предельного – $0,3d$ ($0,3d = 0,153$ м). Следовательно мы имеем третий случай внецентренного сжатия. Предельный допустимый для этого случая эксцентриситет составляет $0,4d$ или $0,204$ м. Значит, мы здесь близко подошли к предельному допустимому для стен эксцентриситету.

Расчет третьего случая внецентренного сжатия ведется по растянутой зоне:

$$-\sigma_{\min} = \frac{N}{F} \left(\frac{6e}{d} - 1 \right) = \frac{1350}{90 \cdot 51} \left(\frac{6 \cdot 20}{51} - 1 \right) = 0,4 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение при изгибе по неперевязанному шву для раствора марки М15 составляет $0,6 \text{ кг/см}^2$. Полученное напряжение ниже допускаемого:

$$\sigma_{\min} = 0,4 \text{ кг/см}^2 < [\sigma]''_{\text{изг}} = 0,6 \text{ кг/см}^2.$$

При переходе от второго к третьему случаю внецентренного сжатия происходит резкое снижение допускаемой нагрузки. На графике (рис. 2.39) мы имеем при переходе от второго к третьему случаю резкий скачок, отвечающий изменению метода расчета. Во втором случае допускается раскрытие швов, и расчет ведется по сжатой зоне. Однако, начиная с определенной величины эксцентриситета, такой расчет не может быть допущен ввиду чрезмерной величины деформаций. Такие случаи в практике проектирования встречаются редко и представляют естественный переход от внецентренного сжатия к случаям поперечного изгиба, когда отсутствует нормальная сила. Естественно для этих случаев применить метод расчета, аналогичный расчету на изгиб, т.е. по растянутой зоне.

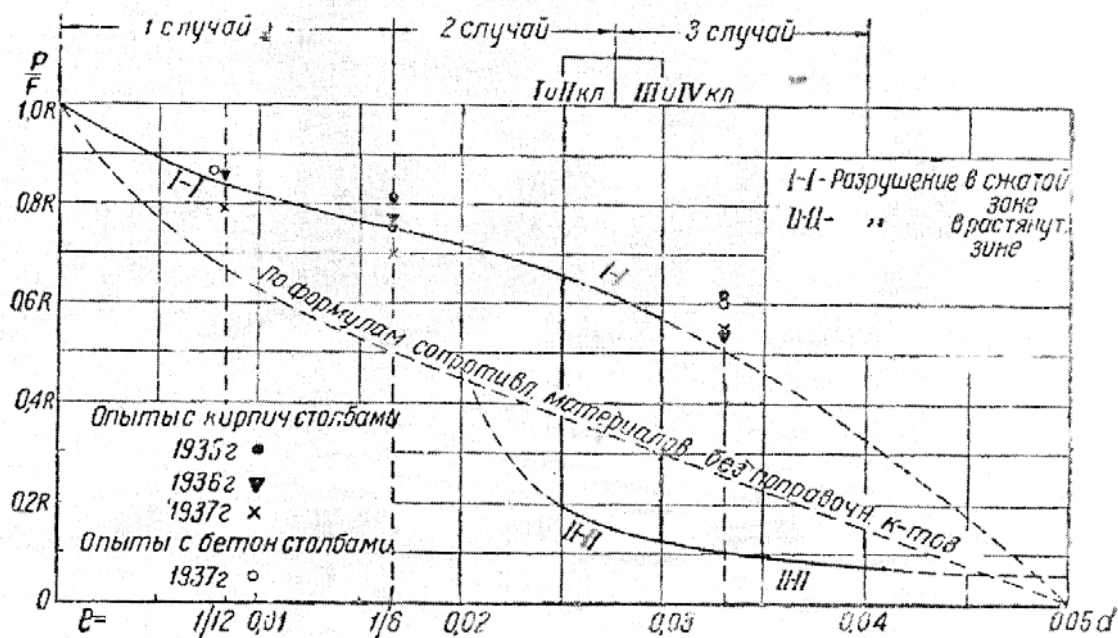


Рис. 2.39. Снижение нагрузки при внецентренном сжатии по экспериментальным данным и по расчетным формулам для трех случаев внецентренного сжатия

Пример 2.11. Нагрузка на кирпичный столб междуэтажного перекрытия $N = 33,2$ т приложена на расстоянии от центра тяжести $e = 16,2$ см. Размеры столба $H = 5,0$ м, высота сечения $d = 90$ см ($3\frac{1}{2}$ кирпича), ширина сечения $b = 51$ см (2 кирпича); кирпич – марки М100, раствор – марки М50 (песчаный).

Проверить краевые напряжения на растяжение и сжатие.

Решение. Определим

$$\frac{N}{b} = \frac{33,2}{51} = 0,65 \text{ т/см};$$

$$e_0 = \frac{16,2}{90} = 0,18; \quad \frac{H}{b} \approx 10.$$

2.17. Местные напряжения при сосредоточенных нагрузках (смятие)

В тех случаях, когда давление приложено не по всей площади образца, а только на его части, местное временное сопротивление, получаемое путем деления разрушающей нагрузки на площадь приложения нагрузки, получается всегда выше обычного временного сопротивления кладки при нагрузке, распределенной по всей площади. Ненагруженная часть кладки действует как обойма и повышает сопротивление нагруженной части. Здесь мы имеем некоторую аналогию с повышением временного сопротивления краевой части кладки при внецентренном сжатии, когда менее нагруженная часть кладки помогает работе более нагруженной. Впервые прочность камня при местной нагрузке была проверена экспериментально Баушингером и им же выведена эмпирическая формула для временного сопротивления камня сжатию:

$$R_{\text{см}} = R \sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}}, \quad (2.102)$$

где F – площадь сечения всего образца;

$F_{\text{см}}$ – площадь нагрузки (рис. 2.40).

Затем эта формула была проверена Бахом для бетона. В лаборатории ЦНИПС было проверено влияние местной нагрузки при испытании кирпичной кладки как при центральном и краевом сжатии (инж. Семенцов), так и при внецентренной местной нагрузке (инж. Кравчени). Результаты подтвердили справедливость формулы Баушингера и для кладки.

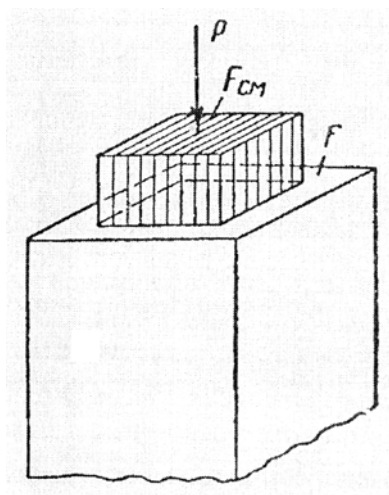


Рис. 2.40. Местное сжатие (смятие) каменного столба

При повышении местного сопротивления общее сопротивление конструкции при местной нагрузке понижается. Если обозначим через P – разрушающую нагрузку при распределенном давлении и через P_{cm} при местной нагрузке и преобразуем формулу (2.102), то получим:

$$P_{cm} = R_{cm} F_{cm} = R F_{cm} \sqrt[3]{\frac{F}{F_{cm}}} = R F \sqrt[3]{\left(\frac{F_{cm}}{F}\right)^2} = P \sqrt[3]{\left(\frac{F_{cm}}{F}\right)^2}. \quad (2.103)$$

В соответствии с этими данными допускаемые напряжения при местном сжатии повышаются по формуле (2.102), но согласно нормам должны быть не более $1,5[\sigma]$.

Рассмотрим отдельные частные случаи, встречающиеся в практике проектирования:

1) краевое местное сжатие. В этом случае (рис. 2.41), как показали эксперименты ЦНИПС (инж. Семенцов), местное временное сопротивление и следовательно местное допускаемое напряжение могут быть повышены на 25 %:

$$[\sigma]_{cm} = 1,25[\sigma]. \quad (2.104)$$

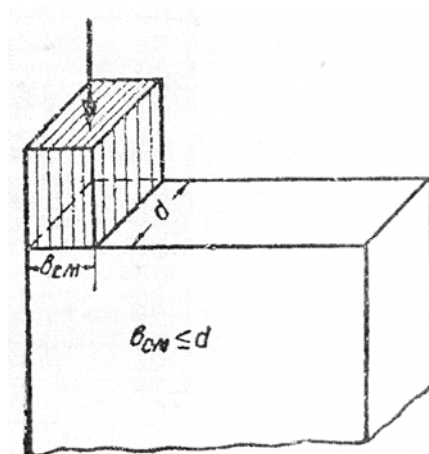


Рис. 2.41. Местное краевое сжатие (смятие) каменной стены

2) совместное действие местной и распределенной нагрузки. Этот случай обычно встречается при проектировании многоэтажных зданий. В стенах и столбах нагрузка от верхних этажей передается распределено, но в пределах нижних этажей через балки или прогоны могут быть приложены местные нагрузки. Если балка наглухо заделана в кладку и модуль упругости материала балки больше или равен модулю упругости кладки, то очевидно, что через балку помимо местной нагрузки будет передаваться часть нагрузки от верхних этажей. В этом случае по формуле (2.102) проверяется суммарное давление: местное плюс распределенное, но предельное допускаемое давление может быть повышено до $2[\sigma]$. Для одного местного давления сохраняется предельное допускаемое давление $1,5[\sigma]$. Если мы имеем краевое местное давление, то суммарное давление должно быть не более $1,5[\sigma]$ и одно местное не более $1,25[\sigma]$.

Пример 2.12. На столб 1 этажа из кирпича марки М75 на растворе марки М50 сечением 77×77 см и высотой 5,0 м давит столб 2 этажа сечением 64×64 см с нагрузкой от всех верхних этажей в 40 т и железобетонный прогон шириной 30 см с нагрузкой в 10 т (без распределительной железобетонной плиты). Столб верхнего этажа и прогон расположены центрально. Требуется проверить местное напряжение под прогоном.

Решение. Через прогон передается часть распределенного давления от столба второго этажа и нагрузка от перекрытия первого этажа 10 т. Определим эти напряжения:

а) напряжение от нагрузки столба

$$\sigma_1 = \frac{40000}{64 \cdot 64} = 9,8 \text{ кг/см}^2;$$

б) напряжение от прогона

$$\sigma_2 = \frac{10000}{30 \cdot 77} = 4,3 \text{ кг/см}^2.$$

Суммарное местное давление под прогоном составляет:

$$\sigma_3 = \sigma_1 + \sigma_2 = 9,8 + 4,3 = 14,1 \text{ кг/см}^2.$$

Определим допускаемое давление на местное сжатие по формуле Баушингера (2.102). Допускаемое напряжение на кладку из кирпича 75 кг/см^2 на растворе 50 кг/см^2 составляет $10,5 \text{ кг/см}^2$:

$$[\sigma]_{\text{см}} = [\sigma] \sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}} = 10,5 \sqrt[3]{\frac{77 \cdot 77}{30 \cdot 77}} = 10,5 \cdot 1,37 = 14,5 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно полученное напряжение смятия меньше допускаемого:

$$\sigma_{\text{см}} = 14,1 < [\sigma]_{\text{см}} = 14,5 \text{ кг/см}^2.$$

Остается проверить суммарное распределенное давление в нижнем сечении столба первого этажа.

Вес столба $Q = 0,77 \cdot 0,77 \cdot 5,00 \cdot 1,7 = 5 \text{ т.}$

Гибкость $\frac{l}{d} = \frac{5,00}{0,77} = 6,5.$

Коэффициент продольного изгиба для раствора марки М50 $\varphi = 0,925.$

Напряжение в нижнем сечении составляет:

$$\sigma_4 = \frac{40000 + 10000 + 5000}{77 \cdot 77} = 9,2 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое давление с учетом продольного изгиба составляет:

$$[\sigma]' = [\sigma]\varphi = 10,5 \cdot 0,925 = 9,7 \text{ кг/см}^2.$$

Следовательно:

$$\sigma_4 < [\sigma]'. \quad \text{---}$$

3) несимметричное местное давление. В случае, показанном на рис. 2.42, при пользовании формулой Баушингера под общей площадью конструкции F понимается не вся площадь, а только часть ее, симметричная относительно центра приложения местной нагрузки. При опирании балок на стену (рис. 2.43) принимается в расчет только полоса стены, равная глубине заделки балок, и учитывается расстояние, равное меньшему прилегающему пролету. В этом случае следовательно площади пропорциональны длинам, и допускаемые давления могут быть определены по формуле:

$$[\sigma]_{\text{см}} = [\sigma] \sqrt[3]{\frac{2b}{b_{\text{см}}}}. \quad (2.105)$$

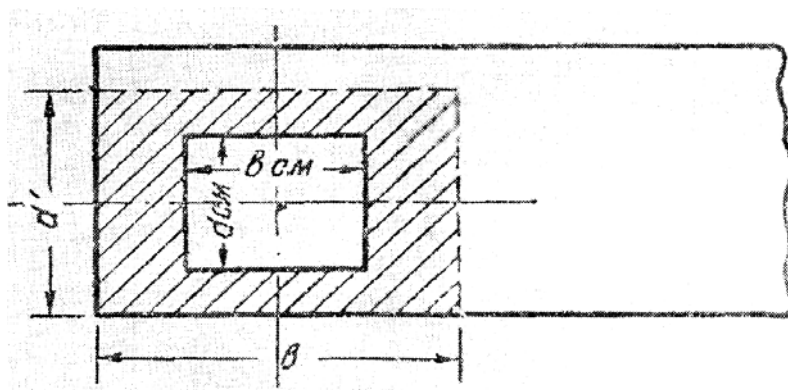


Рис. 2.42. Несимметричное местное сжатие

Для крайней балки при расстоянии a до края (рис. 2.44) допускаемое давление местного сжатия определяется по формуле:

$$[\sigma]_{\text{см}} = [\sigma] \sqrt[3]{\frac{2a}{b_{\text{см}}}}. \quad (2.106)$$

Во всех случаях допускаемые давления при местном сжатии должны быть не менее $1,25[\sigma]$ допускаемого при краевом местном сжатии.

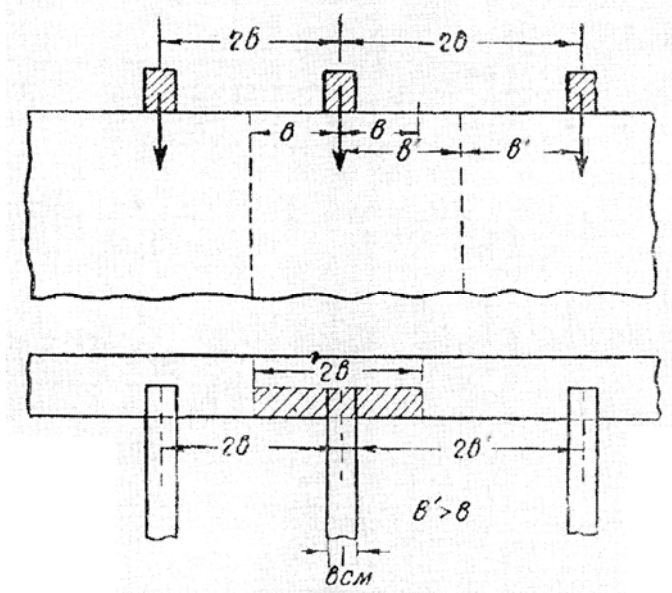


Рис. 2.43. Местное сжатие при опирании промежуточных балок на стену

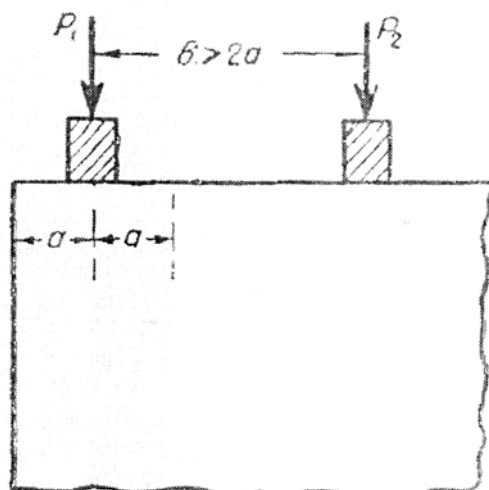


Рис. 2.44. Местное сжатие при опирании на стену крайних балок

Пример 2.13. На стену толщину 64 см, сложенную из кирпича марки М75 на растворе марки М15, опираются концы ферм, создающие нагрузку по 22 т на каждую опору (рис. 2.45). Давление передается через тангенциальные чугунные подушки площадью 40×40 см с центром давления, отстоящим на 25 см от края стены. Расстояние между фермами 4,0 м. Расстояние оси крайней фермы от угла стены 0,25 м. Требуется проверить местное давление на кладку от подушек.

Решение. а) промежуточные фермы. Мы имеем случай несимметричного местного давления. На рис. 2.45 очерчена площадь F для подстановки в формулу Баушингера, симметричная относительно оси давления.

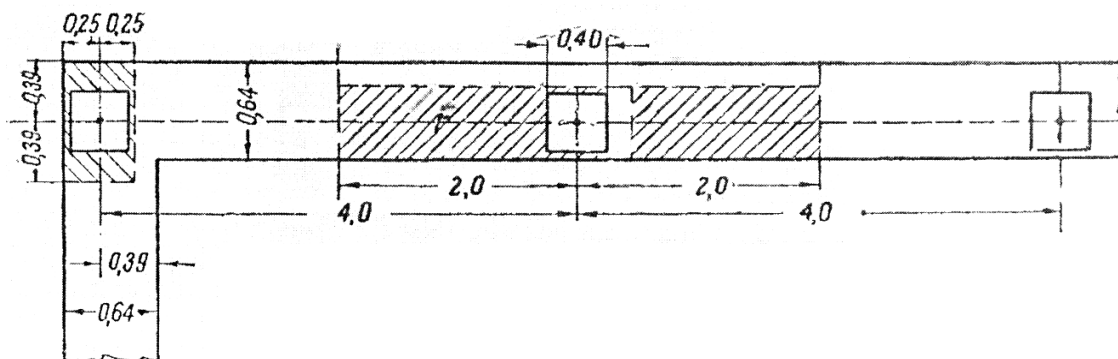


Рис. 2.45. Местное сжатие стен нагрузкой от ферм, передающейся через опорные подушки

Размеры площади $F = 400 \cdot 50$ см. Основное допускаемое давление на кладку из кирпича марки М75 на растворе марки М15 равно 8 кг/см^2 . Допускаемое давление на местное сжатие определим по формуле Баушингера:

$$[\sigma]_{\text{см}} = [\sigma] \sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}} = 8 \sqrt[3]{\frac{400 \cdot 50}{40 \cdot 40}} = 8 \cdot 2,33 = 18,64 \text{ кг/см}^2.$$

Однако оно не должно превышать $1,5[\sigma]$. Таким образом принимаем максимальное значение $[\sigma]_{\text{см}}$:

$$[\sigma]_{\text{см, max}} = 1,5[\sigma] = 1,5 \cdot 8 = 12,0 \text{ кг/см}^2.$$

Местное давление под подушками составляет:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{22000}{40 \cdot 40} = 13,8 \text{ кг/см}^2 > [\sigma]_{\text{см, max}}.$$

Таким образом давление под подушкой превышает допускаемое. В этом случае могут быть приняты следующие решения:

1) повысить марки раствора в верхнем участке кладки до 30 кг/см^2 . Допускаемое давление на такую кладку составляет $9,5 \text{ кг/см}^2$, что дает допускаемое давление на местное сжатие:

$$[\sigma]_{\text{см, max}} = 1,5 \cdot 9,5 = 14,3 \text{ кг/см}^2.$$

2) под чугунной подушкой сделать распределительную железобетонную подушку. Площадь подушки определяем, исходя из допускаемого давления на смятие 12 кг/см^2 :

$$F_{\text{см}} = \frac{22000}{12} = 1830 \text{ см}^2.$$

Принимая подушку квадратной, определяем ее размер b :

$$b = \sqrt{1830} = 43 \text{ см} \approx 45 \text{ см}.$$

в) крайняя ферма. На рис. 2.45 очерчена площадь размером $75 \times 50 \text{ см}^2$, симметричная относительно центра местного давления. Допускаемое давление на местное сжатие по формуле Баушингера составляет:

$$[\sigma]_{\text{см}} = [\sigma] \sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}} = 8 \sqrt[3]{\frac{78 \cdot 50}{40 \cdot 40}} = 8 \cdot 1,35 = 10,8 \text{ кг/см}^2.$$

Давление под подушкой, как и в предыдущем случае, составляет $13,8 \text{ кг/см}^2$, т.е. больше допускаемого. Переход на раствор марки М30 повысит допускаемое напряжение на местное сжатие до $9,5 \cdot 1,35 = 12,8 \text{ кг/см}^2$, что недостаточно. Требуется для этого участка марка раствора М50, которая дает допускаемое давление на местное сжатие для данного случая $10,5 \cdot 1,35 = 14,2 \text{ кг/см}^2$.

Если остановиться на устройстве распределительных подушек, то потребуется площадь подушки:

$$F_{\text{см}} = \frac{22000}{10,8} = 2040 \text{ см}^2.$$

Размер стороны квадратной подушки:

$$b = \sqrt{2040} = 45,2 \text{ см} \approx 45 \text{ см}.$$

4) влияние местного сжатия при расчете на внецентренное сжатие. Местное сжатие проверяется согласно сделанным ранее указаниям (п. 2.3),

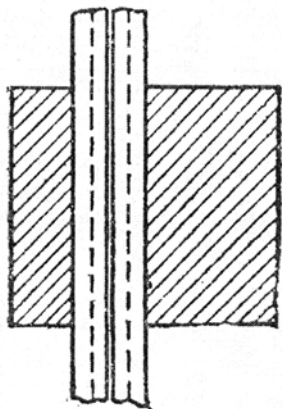
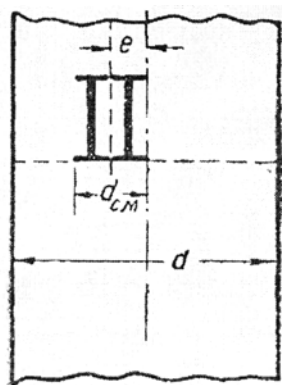


Рис. 2.46. Местное внецентренное сжатие

но кроме этого эксперименты показали, что местное сжатие оказывает влияние на несущую способность конструкции в целом в сторону ее снижения, как и при центральном сжатии, особенно при малых эксцентриситетах. С увеличением эксцентриситета влияние местного сжатия падает. При больших эксцентриситетах разрушающая нагрузка получается одна и та же независимо от того, приложена ли она по узкой полосе или распределена по всей площади. Если площадь $F_{\text{см}}$ для подстановки в формулу Баушингера принимать в соответствии (п. 2.3) для несимметричного местного давления, т.е. учитывать только ту часть площади, которая симметрична относительно центра давления, то оказалось, что и для этого случая справедлива формула (2.103), выведенная для определения понижения разрушающей нагрузки при центральной местной нагрузке.

Понижающее влияние местного сжатия на прочность конструкции можно учесть повышением крайних напряжений, определяемых по формулам внецентренного сжатия, при сохранении обычных допускаемых напряжений (рис. 2.46).

Коэффициент повышения μ определим из формулы:

$$\mu = \frac{P}{P_{\text{см}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{F}{F_{\text{см}}}\right)^2} = \sqrt[3]{\left(\frac{d - 2e}{d_{\text{см}}}\right)^2}. \quad (2.107)$$

Если при внецентренном сжатии вся нагрузка является местной, краевое напряжение определяем по формуле:

$$\mu \sigma'_{\text{max}} \leq [\sigma] k_1 \varphi. \quad (2.108)$$

Если мы имеем совместное действие местной и сосредоточенной нагрузок, то краевые напряжения определяем отдельно для распределенной (σ_{max}) и местной нагрузки (σ'_{max}) и складываем их, умножая краевые напряжения от местной нагрузки на μ :

$$\sigma_{\text{max}} + \mu \sigma'_{\text{max}} \leq [\sigma] k_1 \varphi. \quad (2.109)$$

5) учет местного сжатия при небольшой высоте пояса кладки. При небольшой высоте кладки, подверженной местному сжатию (рис. 2.47), когда кладка располагается на менее жестком материале, например на грунте, следует учитывать, что не весь объем кладки будет вовлечен в общую работу и потому должны быть ограничены размеры участка кладки, принимаемые при пользовании формулой (2.102).

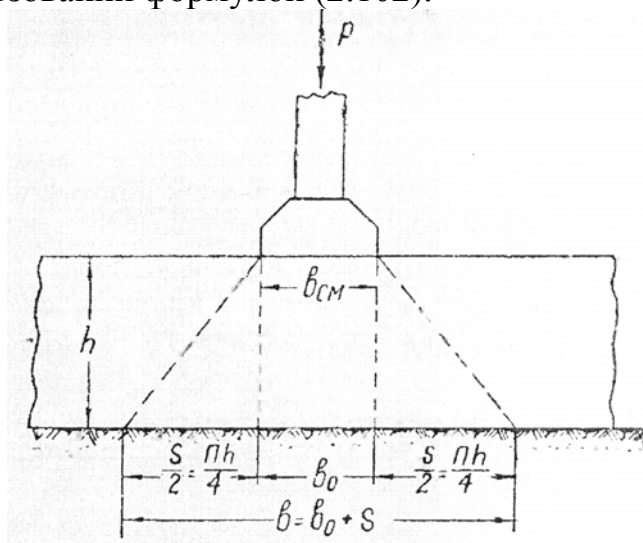


Рис. 2.47. Местное сжатие при небольшой высоте пояса

Если принимать условно распределение давления равномерным, то, участок, на который распространяется давление на глубине h от уровня приложения местной нагрузки, будет простирается в обе стороны от края

местной нагрузки на $\frac{s}{2}$, где $s = \frac{\pi h}{2}$. Таким образом для этого случая при высоте пояса h , допускаемые напряжения на местное сжатие будут:

а) при местной нагрузке пояса стены на участке $b_{\text{см}}$

$$[\sigma]_{\text{см}} = [\sigma] \sqrt[3]{\frac{b_{\text{см}} + s}{b_{\text{см}}}}.$$

б) при местной нагрузке плиты площадкой $F_{\text{см}} = a_{\text{см}} b_{\text{см}}$ и при $a > a_{\text{см}} + s$ и $b > b_{\text{см}} + s$

$$[\sigma]_{\text{см}} = [\sigma] \sqrt[3]{\frac{(a_{\text{см}} + s)(b_{\text{см}} + s)}{F_{\text{см}}}}.$$

б) границы применения формулы местного сжатия. Формула Баушингера (2.102) предусматривает два случая учета местного сжатия (рис. 2.48):

а) в направлении одной оси, когда один из размеров площадки местного сжатия совпадает с размером массива кладки. Примером последнего случая может служить нагрузка простенком пояса стены.

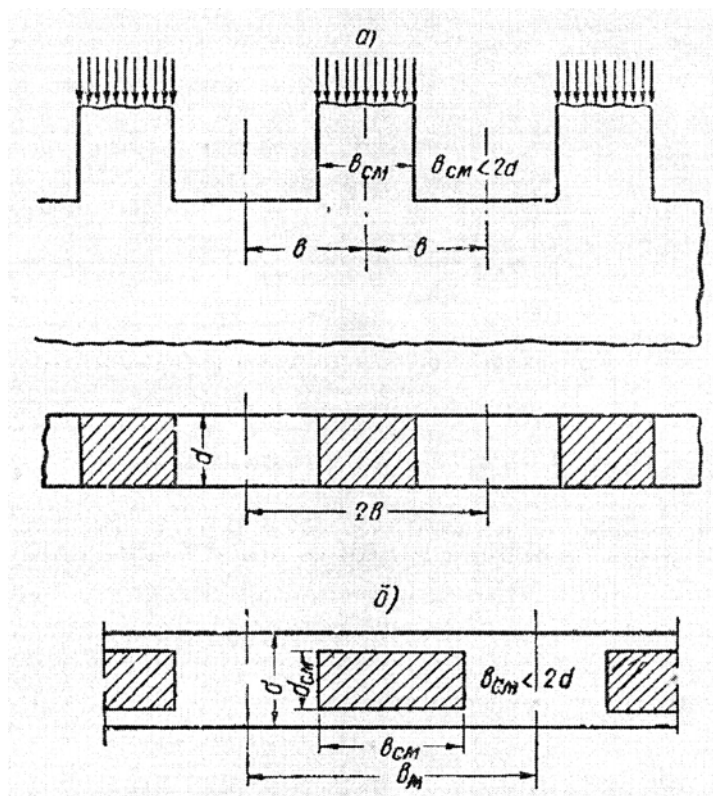


Рис. 2.48. Случаи местной нагрузки стен при длине площадки смятия $b_{\text{см}}$ большей толщины стены d ; a – ширина площадки смятия равна толщине стены d ; b – ширина площадки смятия $b_{\text{см}}$ меньше толщины стены d

б) в направлении обеих главных осей конструкции, когда оба размера площадки местного сжатия меньше соответствующих размеров массива кладки.

Эксперименты, которые послужили основанием для вывода формулы, проводились над образцами для двух вышеуказанных случаев и привели к одной и той же формуле Баушингера. Опыты ЦНИПС были произведены для второго случая и подтвердили применимость формулы Баушингера. При этом наибольшая ширина площадки смятия $b_{см}$ была равна толщине стены d .

Опыты на местное сжатие стены посредством более удлиненной площадки ($b_{см} > d$) не проводились. Тем не менее совершенно очевидно, что при большом протяжении стены и большой длине загруженного участка мы подойдем к обычному случаю нагрузки стены, когда нет оснований для повышения допускаемых напряжений на местное сжатие, так как боковые ненагруженные участки стены не могут помочь работе средней части. Поэтому формула (2.102) может быть применена в полной мере только для случаев местного сжатия в направлении обеих главных осей, а для случая местного сжатия в направлении одной оси она может быть применена в полной мере только для случая, когда размер площадки местного сжатия в направлении оси стены не превышает толщины стены, что было подтверждено экспериментом. Далее при удлинении этого размера влияние местного сжатия должно снижаться и при некоторой величине $b_{см}$ не должно учитываться вовсе. За отсутствием экспериментальных данных можно предложить в целях осторожности этот последний предел установить $b_{см} = 2d$. Для промежуточных случаев при $d < b_{см} < 2d$ можно установить изменение допускаемого напряжения между $[\sigma]_{см}$ и $[\sigma]$ по прямолинейному закону. Если введем обозначение $\Delta\sigma = [\sigma]_{см} - [\sigma]$, то для любого $b_{см}$ в указанных выше пределах от d до $2d$ допускаемое давление может быть определено по формуле:

$$[\sigma]'_{см} = [\sigma] + \Delta\sigma(2 - \frac{b_{см}}{d}). \quad (2.110)$$

Соответствующим образом для тех же пределов $b_{см}$ от d до $2d$ должна меняться и предельная величина $[\sigma]'_{см, max}$. При значительных превышениях b над $b_{см}$, когда $\sqrt[3]{\frac{b}{b_{см}}} \geq 1,5$, установлен предел $[\sigma]_{max} = 1,5[\sigma]$. Аналогичный предел должен быть установлен и в рассматриваемом случае при $\sqrt[3]{\frac{b}{b_{см}}} \geq 1,5$. В том случае $\Delta\sigma_{max} = 1,5[\sigma] - [\sigma] = 0,5[\sigma]$. Подставив его в формулу (2.110), получаем:

$$[\sigma]'_{см, max} = [\sigma](2 - \frac{b_{см}}{2d}). \quad (2.111)$$

Между случаями местного сжатия в одном и в двух направлениях могут быть промежуточные случаи, когда например стена большого протяжения нагружается местной нагрузкой не по всей толщине, а только на участке $d_{\text{см}} < d$. И в этом случае формула Баушингера применима в полной мере только в том случае, если размер площадки местного сжатия в направлении более удлиненной оси массива кладки будет меньше толщины массива в меньшем направлении, т.е. $b_{\text{см}} < d$. Если $b_{\text{см}} > 2d$, то местное сжатие в продольном направлении не должно учитываться вовсе. Оно учитывается только в поперечном направлении. Для этого случая местной нагрузки при промежуточных значениях $b_{\text{см}}$ ($d < b_{\text{см}} < 2d$) можно также установить переходные формулы:

$$[\sigma]_{\text{см}} = [\sigma] \sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}} \text{ при } b_{\text{см}} \leq d$$

и

$$[\sigma]_{\text{см}} = [\sigma] \sqrt[3]{\frac{d}{d_{\text{см}}}} \text{ при } b_{\text{см}} \geq 2d.$$

Обозначим через $\Delta\sigma$ разность между указанными выше $[\sigma]_{\text{см}}$, так что:

$$\Delta\sigma = [\sigma] \left(\sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}} - \sqrt[3]{\frac{d}{d_{\text{см}}}} \right).$$

Тогда, применяя прямолинейную интерполяцию в пределах $b_{\text{см}}$ от d до $2d$, получаем формулу:

$$[\sigma]'_{\text{см}} = [\sigma] \sqrt[3]{\frac{d}{d_{\text{см}}}} + \Delta\sigma \left(2 - \frac{b_{\text{см}}}{d} \right). \quad (2.112)$$

Установим также предельные значения $[\sigma]'_{\text{см, max}}$ для случаев, когда $\sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}} > 1,5$. В этих случаях $\Delta\sigma_{\text{max}} = [\sigma] \left(1,5 - \sqrt[3]{\frac{d}{d_{\text{см}}}} \right)$. Подставив это значение в формулу (2.111), получаем предельное значение $[\sigma]'_{\text{см}}$ для случаев, когда $\sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}} > 1,5$:

$$[\sigma]'_{\text{см, max}} = 1,5[\sigma] - \Delta\sigma_{\text{max}} \left(\frac{b_{\text{см}}}{d} - 1 \right). \quad (2.113)$$

На рис. 2.49 показаны испытания стен под местной нагрузкой и картина их разрушения.

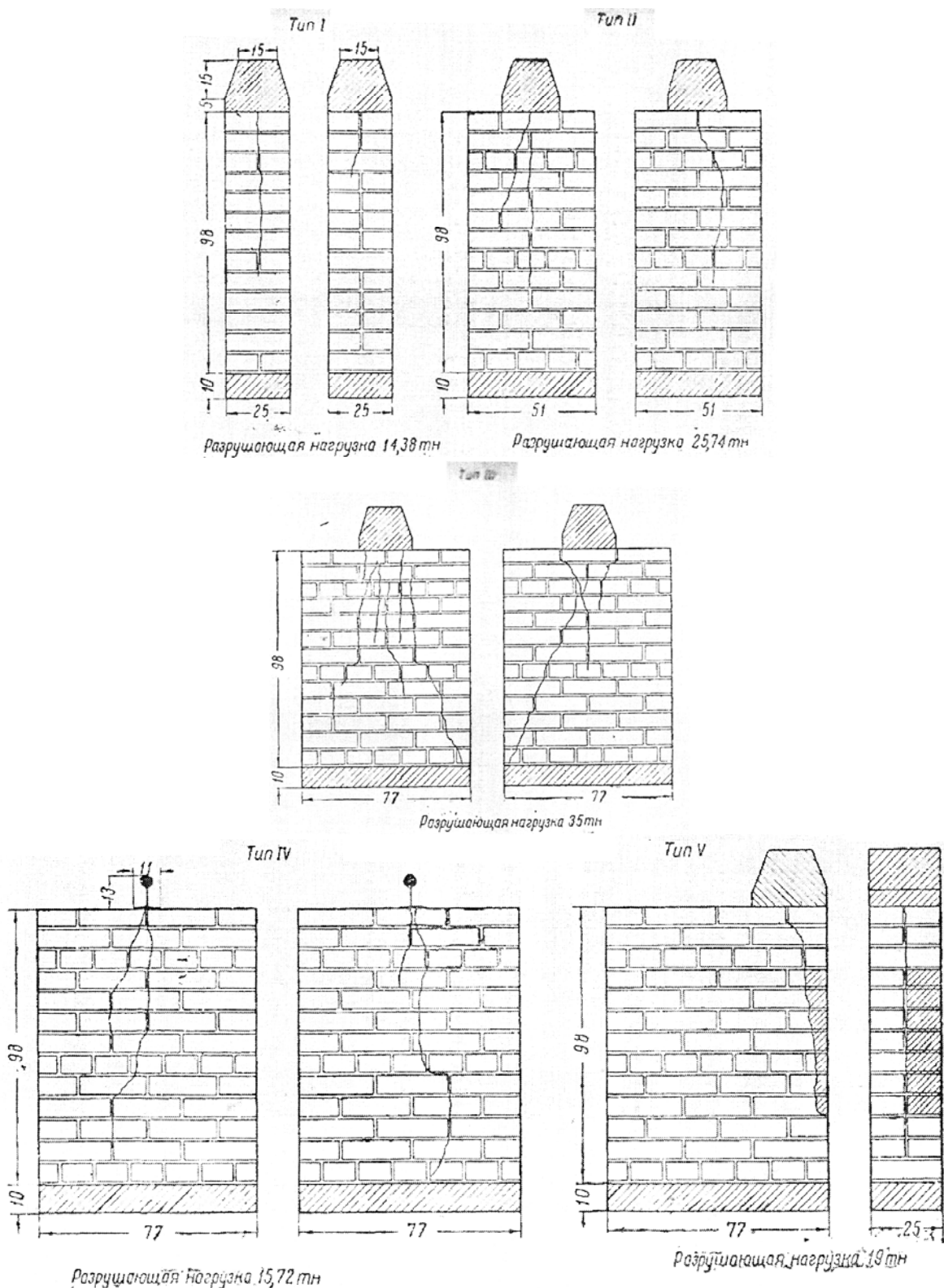


Рис. 2.49. Испытание на местное сжатие (ЦНИПС):

I – испытание столба 25×25 см распределенной по всему сечению нагрузкой (эталон); II – испытание стенки 25×51 см под средней местной нагрузкой на площадке 25×25 см; III – такое же испытание стенки 25×77 см; IV – испытание стенки 25×77 см под местной нагрузкой через рельс; V – испытание стенки 25×77 см местной краевой нагрузкой на площадке 25×25 см (на рисунке показаны трещины в момент разрушения и отколовшиеся площадки кирпича)

Пример 2.14. На бутовую фундаментную стену подвального этажа из рваного камня марки 350 кг/см² и раствора марки М15 опираются через подколонники колонны с давлением на подошву 70 т. Толщина бутовой стены 0,8 м. Размеры подошвы подколонника 0,6×1,2 м. Требуется проверить напряжения под подколонниками для двух случаев расстояний между колоннами: 2,5 и 4,0 м.

Решение. Допускаемое давление на бутовую кладку подвальной стены из рваного камня марки 350 на растворе марки М15 составляет (с учетом понижения на 20 % за счет отсутствия двустороннего давления земли):

$$[\sigma] = 9 \cdot 0,8 = 7,2 \text{ кг/см}^2.$$

Определяем давление на подошву подколонника:

$$\sigma = \frac{70000}{60 \cdot 120} = 9,7 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом без учета повышения давления на местное сжатие мы имеем значительные перенапряжения. Удлиненная форма подколонника, длина которого (1,20 м) превышает толщину бутовой стены (0,8 м), но меньше двойной толщины, не позволяет воспользоваться формулой Баушингера (2.102) в полной мере. Здесь расчет должен быть произведен по формулам (2.110) и (2.113).

Первый случай. Расстояние между колоннами 2,5 м.

Определяем $\Delta\sigma$:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= [\sigma] \left(\sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}} - \sqrt[3]{\frac{d}{d_{\text{см}}}} \right) = [\sigma] \left(\sqrt[3]{\frac{2,5 \cdot 0,8}{1,2 \cdot 0,6}} - \sqrt[3]{\frac{0,8}{0,6}} \right) = \\ &= [\sigma] (1,41 - 1,10) = 0,31[\sigma]. \end{aligned}$$

Поскольку $\sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}} < 1,5$, применяем формулу (2.111):

$$\begin{aligned} [\sigma]'_{\text{см}} &= [\sigma] \sqrt[3]{\frac{d}{d_{\text{см}}}} + \Delta\sigma \left(2 - \frac{b_{\text{см}}}{d} \right) = 1,10[\sigma] + 0,31[\sigma] \left(2 - \frac{1,20}{0,8} \right) = \\ &= 1,10[\sigma] + 0,155[\sigma] = 1,255[\sigma]. \end{aligned}$$

При $[\sigma] = 7,2 \text{ кг/см}^2$:

$$[\sigma]'_{\text{см}} = 1,255 \cdot 7,2 = 9,0 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение под подколонниками 9,0 кг/см². Таким образом мы имеем перенапряжение 8 %. Для устранения перенапряжения требуется или повышение марки раствора до 50 кг/см² или увеличение на 8 % длины подколонника:

$$b_{\text{см}} = 1,2 \cdot 1,08 = 1,3 \text{ м.}$$

Повторный расчет, аналогичный приведенному выше, убеждает нас в достаточности нового размера подколонника.

Второй случай. Расстояние между колоннами 4,0 м.

$$\text{В этом случае } \sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}} = \sqrt[3]{\frac{4,0 \cdot 0,8}{1,2 \cdot 0,6}} = 1,64 > 1,5.$$

Следовательно не вся длина стены полностью используется в восприятии местного давления, и расчет должен быть проведен по предельному значению $[\sigma]_{\text{см}}$ по формуле (2.112).

Определяем $\Delta\sigma_{\text{max}}$ и $[\sigma]_{\text{см,max}}$:

$$\Delta\sigma_{\text{max}} = [\sigma](1,5 - \sqrt[3]{\frac{d}{d_{\text{см}}}}) = [\sigma](1,5 - 1,10) = 0,40[\sigma];$$

$$\begin{aligned} [\sigma]_{\text{см,max}} &= 1,5[\sigma] - \Delta\sigma_{\text{max}}\left(\frac{b_{\text{см}}}{d} - 1\right) = 1,5[\sigma] - 0,40[\sigma]\left(\frac{1,2}{0,8} - 1\right) = \\ &= 1,5[\sigma] - 0,2[\sigma] = 1,3[\sigma]. \end{aligned}$$

При $[\sigma] = 7,2 \text{ кг/см}^2$ мы имеем:

$$[\sigma]_{\text{см,max}} = 1,3 \cdot 7,2 = 9,4 \text{ кг/см}^2.$$

Имеющееся давление $9,0 \text{ кг/см}^2$ создает перенапряжение 3,2 % (меньше 5 %), которое может быть допущено.

3. РАБОТА ЭЛЕМЕНТОВ АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Из различных видов армированной кладки в настоящее время распространение получили преимущественно конструкции из кирпичной кладки, армированные железом, почему для этих конструкций вместо широкого названия «армокаменные конструкции» правильно было бы пользоваться термином «железокирпичные конструкции».

Если отказаться от исторической последовательности возникновения различных видов железокирпичных конструкций, а руководствоваться степенью актуальности отдельных видов конструкций и соображениями удобства их изучения, то можно предложить следующую последовательность рассмотрения главнейших железокирпичных конструкций.

1. Столбы с сетчатым армированием.
2. Столбы с продольным армированием.
3. Железокирпичные балки.

Другие разновидности железокирпичных конструкций рассчитываются и конструируются аналогично указанным главнейшим видам этих конструкций.

3.1. Кирпичные столбы с косвенным сетчатым армированием

Косвенное сетчатое армирование было предложено впервые проф. В.П. Некрасовым для усиления бетона. Сущность его заключается в том, что в бетонном массиве, например подферменном камне, укладываются перпендикулярно к направлению силы стеки из проволоки, назначение которых – препятствовать поперечному расширению бетон и тем повысить его прочность. Эксперименты подтвердили большую эффективность этого метода армирования.

Проф. Некрасовым была предложена формула:

$$R_{\text{арм}} = R + \alpha \sqrt{\frac{pb}{d}}, \quad (3.1)$$

где $R_{\text{арм}}$ – временное сопротивление армированного бетона;

R – временное сопротивление неармированного бетона;

α – эмпирический коэффициент, полученный из экспериментов и равный 10 кг/см^2 ;

p – процент армирования, равный $100 \frac{V_a}{V_{\text{кл}}}$;

b – меньший размер сечения;

d – диаметр проволоки сеток.

Впоследствии на основании дополнительных опытов над материалами с прочностью ниже 100 кг/см^2 (бетоном и кирпичной кладкой) потребовалось введение второму члену формулы (3.1) дополнительного множителя $\eta = 0,01R$.

В кирпичных конструкциях зданий встречаются случаи, когда требуется значительно повысить прочность кладки в отдельных сравнительно небольших участках, например простенках. Во всех этих случаях сетчатое армирование кладки, являющееся с производственной стороны наиболее простым видом усиления, может дать хорошее решение.

Проведенные лабораторией каменных конструкций ЦНИПС в 1936-1939 гг. обширные исследования показали, что ожидаемое по формуле проф. Некрасова (3.1) повышение прочности в основном подтвердилось и для кирпичных столбов; вместе с тем опыты вывели некоторую переоценку влияния отдельных факторов на результаты.

Решающим оказывается процент армирования p . Другие факторы (сечение столба и диаметр арматуры) настолько незначительно влияют на результаты, что при обычно применяемых размерах конструкции b и диаметра проволоки d этим влиянием можно пренебречь. Поэтому было целесообразно формулу упростить, приняв за основу некоторые средние условия. Из обработки многочисленных опытов, обнимающих 300 столбов, была выведена следующая простая формула, в среднем учитывающая все многообразие факторов, от которых зависит работа кладки с сетчатым армированием:

$$R_{\text{арм}} = R + 75p \text{ кг/см}^2, \quad (3.2)$$

где p – процент армирования ($\frac{p}{100} = \frac{V_a}{V_{\text{кл}}}$).

Формула показывает, что приращение прочности пропорционально количеству арматуры и что 10 % армирования дает эффект в 75 кг/см^2 дополнительной прочности к обычной прочности кладки. Деля на коэффициент запаса 3, мы получаем допускаемое напряжение на армированную кладку $[\sigma]_{\text{арм}}$:

$$[\sigma]_{\text{арм}} = \frac{R_{\text{арм}}}{3} = [\sigma] + 25p \text{ кг/см}^2. \quad (3.3)$$

Сущность способа сетчатого армирования кладки заключается в том, что в горизонтальных швах кладки на раствор укладываются изготовленные заранее сетки из тонкой проволоки или катанки и закрываются сверху раствором, на который укладывается следующий ряд кладки (рис. 3.1). Таким способом армирования удастся весьма значительно поднять временное сопротивление кладки. При больших процентах армирования (от 1 % и

выше) можно повысить прочность кладки в $2\frac{1}{2}$ раза и довести ее почти до временного сопротивления кирпича.

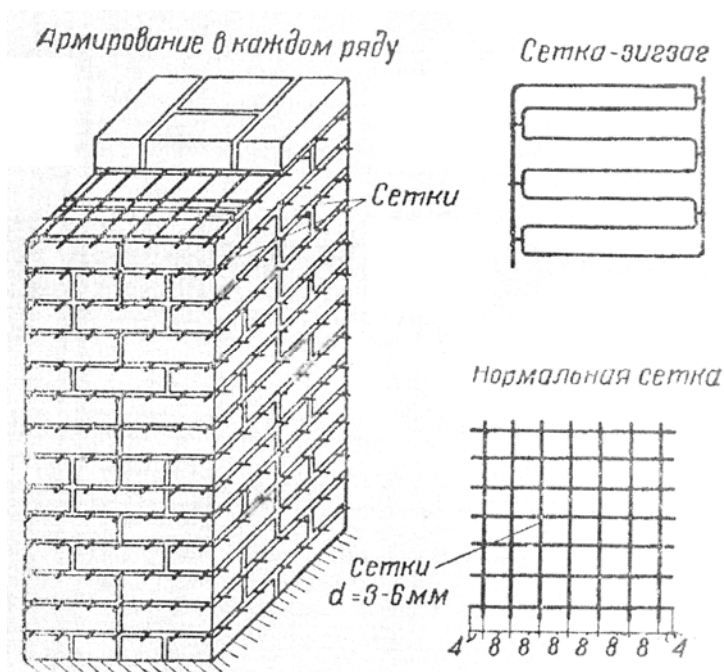


Рис. 3.1. Сетчатое армирование кирпичных столбов

Характер разрушения кладки с сетчатым армированием существенно отличается от обычной кладки. Вначале, как и в неармированной кладке, появляются трещины в отдельных кирпичах. Это соответствует нагрузке в 60-75 % от разрушающей. При дальнейшем увеличении нагрузки трещины развиваются медленно и характер их развития иной, чем в обычной кладке. В неармированной кладке трещины увеличиваются по высоте столба, соединяются вместе и раскалывают столб в продольном направлении. При сетчатом армировании развитие трещин по высоте преграждается сетками, почему получаются мелкие вертикальные и косые трещины на 1-2 ряда кладки. Зато количество трещин значительно больше. По мере роста нагрузки появляются все новые и новые мелкие трещины и наконец начинают откалываться наружные лещадки более разрушившихся кирпичей. Перед концом разрушения происходит при большом проценте армирования полное раздавливание отдельных кирпичей, а иногда и целых рядов кладки. До момента полного разрушения столба не наблюдается расслоения столба на отдельные стенки или столбики в $\frac{1}{2}$ кирпича, как это всегда имеет место при разрушении неармированной кладки. Характер трещин и их расположение показаны на рис. 3.2 и 3.3. Здесь мы имеем полное раздавливание двух средних рядов кладки.

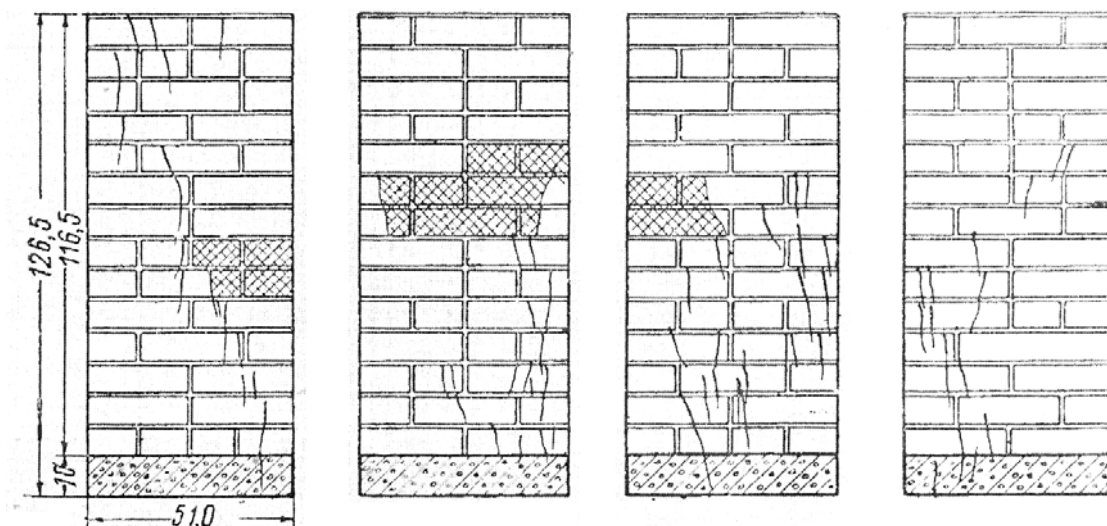


Рис. 3.2. Разрушение кладки с сетчатым армированием (показаны 4 стороны столба сечением 2×2 кирпича и высотой 1,16 м в момент разрушения)

Картина разрушения позволяет сделать следующие предположения о работе сеток в кладке. Первая стадия разрушения не отличается от таковой при отсутствии сеток, но сетки значительно отодвигают момент появления первых трещин. Описывая картину разрушения неармированной кладки, мы показали, что первые трещины возникают от изгиба и среза отдельных кирпичей вследствие неоднородности постели раствора. Арматура в швах кладки повышает сопротивление изгибу и срезу и этим повышает величину нагрузки, вызывающей появление первых трещин. Кроме того арматура препятствует поперечному расширению кладки и предохраняет столб от расслоения, и в этом, по видимому, заключается главная причина значительного повышения прочности кладки. При достаточном армировании мы можем поднять нагрузку до того предела, когда начнется раздавливание кирпича на сжатие; этого нельзя добиться при неармированной кладке. Тензометры, поставленные на прутьях сетки, показывают, что к моменту разрушения напряжения в арматуре доходят до 2000 кг/см^2 .

Проведенные в ЦНИПС исследования позволили выработать ряд указаний конструктивного характера для этих конструкций, а именно:

1) для защиты сеток от коррозии рекомендуется применять цементные растворы высоких марок, а именно: для наружных стен – марки М80 (1:3) и для внутренних стен и столбов – марки не ниже М50 (1:4);

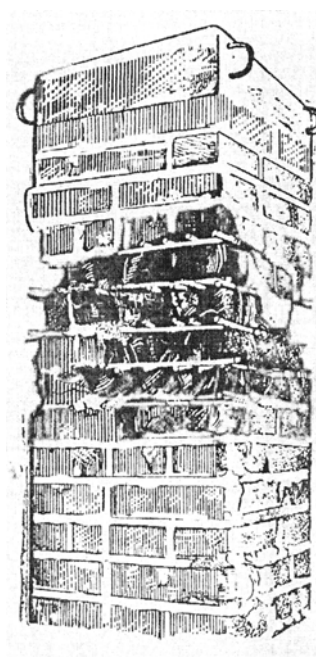


Рис. 3.3. Разрушение столба с сетчатым армированием

2) полный эффект сетки дают при сравнительно частом расположении в швах кладки. Если сетки укладываются по высоте реже 22,5 см, т.е. реже чем через два шва на третий, эффективность армирования снижается. Поэтому целесообразны три случая расположения сеток: в каждом ряду, через ряд и через два ряда;

3) размер проволоки для сеток принимается в пределах от 3 до 6 мм. Меньшее сечение проволок дает также хороший эффект в кладке, однако с точки зрения коррозии арматуры тонкая проволока менее долговечна, чем более толстая. Размер проволоки больше 6 мм требует значительного утолщения швов, поэтому его следует избегать. В крайнем случае можно пойти на некоторое увеличение толщины проволоки (до 8 мм), но только при применении сеток особого вида – «зигзаг»;

4) сетки применяются двух видов (см. рис. 3.1): а) обычная перекрестная сетка; б) сетка «зигзаг» (предложение инж. Камейко). Обычная сетка при толщине проволоки (5-6 мм) вызывает утолщение шва против нормального и кроме того в местах пересечения создает жесткие узлы в швах, вызывающие местные перенапряжения в кирпиче и его раскалывание. Таким образом обычные сетки могут эффективно применяться при тонкой проволоке до 5 мм включительно. Сетки «зигзаг» по своей идее представляют собой расчленение обычной сетки на две, укладываемые в соседних швах. В каждой из этих сеток арматура идет в направлении, перпендикулярном предыдущему. Отсутствием узлов следует объяснить некоторое повышение прочности кладок сравнительно с обычными сетками при том же расходе арматуры. Некоторым недостатком сеток «зигзаг» является удвоение операций каменщика по их укладке, поэтому при тонкой проволоке до 4 мм включительно предпочитают обычные сетки, а сетки «зигзаг» следует применять при проволоке 5-6 мм и более;

5) размер ячеек в сетке рекомендуется не более 10×10 см. Сетка может сгущаться до получения требуемого процента армирования.

При соблюдении перечисленных выше условий формулы (3.2) и (3.3) достаточно точно для практических целей выражают влияние сетчатого армирования. Однако при высоких процентах армирования, когда прочность армирования кладки приближается к прочности кирпича R_1 , эффективность сетчатого армирования начинает снижаться, и кривая прочности из прямой переходит в затухающую кривую. Поэтому формула применима только для случая, когда временное сопротивление армированной кладки не переходит за предел $0,9R_1$ и следовательно допускаемое напряжение не выше $0,3R_1$. Отсюда можно получить максимальные проценты армирования:

$$[\sigma]_{\text{арм}} = [\sigma] + 25p = 0,3R_1; \quad (3.4)$$

$$p = \frac{0,3R_1 - [\sigma]}{25}. \quad (3.5)$$

Максимальный процент армирования зависит от марки кирпича R_1 . Для различных марок кирпича по формуле (3.5) получаем следующие максимальные проценты армирования:

марка кирпича	максимальный % армирования
75	0,48
100	0,72
125	0,96
150	1,22

Таким образом высокие проценты армирования целесообразно применять только при кирпиче высоких марок. Армирование выше 1 % требует очень много проволоки и экономически нецелесообразно.

Отмеченные выше ограничения в размере ячейки сетки и расстояния между сетками определяют некоторый минимальный процент армирования, тем больший, чем больше диаметр проволоки.

Процент армирования при размере ячейки сетки c и расстоянии между сетками по высоте s может быть определен по следующей схеме (рис. 3.4). Призме кладки с объемом c^2s соответствуют два отрезка проволоки длиной c каждый, объем которых при площади сечения F_a будет $2cF_a$.

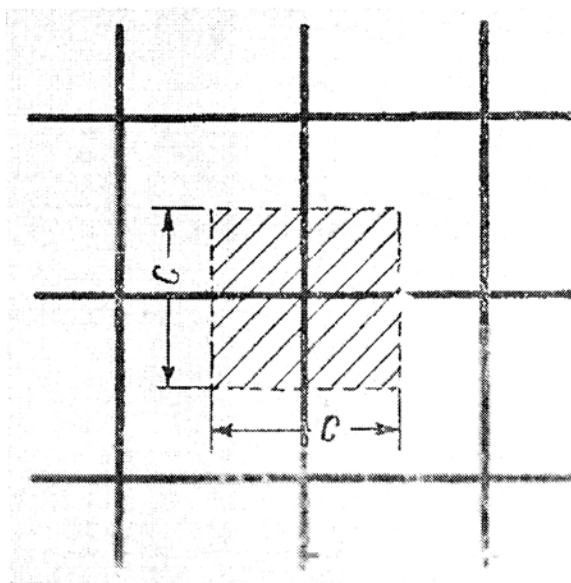


Рис. 3.4. Выделение призмы кладки $c \times c \times s$, приходящейся на один узел сетки для подсчета процента армирования

Отсюда получаем процент армирования:

$$p = \frac{2cF_a}{c^2s} = \frac{2F_a}{cs}. \quad (3.6)$$

Если примем максимальные значения s и c ($s = 22,5$ см и $c = 10$ см), то по формуле (3.6) получим минимальные возможные проценты армирования при различных диаметрах проволок:

диаметр проволоки в мм	минимальный % армирования
3	0,06
4	0,11
5	0,18
6	0,25

Во многих случаях требуется небольшое повышение напряжений против допускаемых на неармированную кладку, и можно было бы ограничиться минимальным процентом армирования. С этой точки зрения при требуемых малых процентах армирования применение арматуры диаметром 5-6 мм невыгодно и предпочтение должно отдаваться более тонкой проволоке. К сожалению проволока 3-4 мм (так называемая телеграфная) на стройках дефицитна.

Параллельно с прочностью армированной кладки в лаборатории каменных конструкций ЦНИПС были изучены упругие свойства новой кладки. Вследствие некоторого утолщения швов и меньшей плотности армированных швов, особенно при больших процентах армирования, модуль упругости по абсолютной величине несколько ниже, чем для неармированной кладки на том же растворе. Для решения некоторых вопросов, например продольного изгиба, приходится пользоваться отношением модуля упругости к временному сопротивлению $\alpha = \frac{E_0}{R_{\text{арм}}}$. Это отношение

для армированной кладки при больших процентах армирования значительно ниже, чем при неармированной кладки, что получается отчасти за счет понижения E_0 и особенно – за счет повышения $R_{\text{арм}}$.

Из опытов установлено, что величина $\alpha = \frac{E_0}{R_{\text{арм}}}$ зависит от процента армирования p . В табл. 3.1 приводятся экспериментальные значения α .

Т а б л и ц а 3 . 1

Начальные модули упругости для кладки с косвенным армированием

Степень армирования	Процент армирования	$\alpha = \frac{E_0}{R_{\text{арм}}}$
Слабое армирование	До 0,30	500
Среднее армирование	0,30-0,50	350
Сильное армирование	Выше 0,50	250

Величина α определяет влияние продольного изгиба при сжатии на снижение временного сопротивления. Коэффициент продольного изгиба ϕ является функцией α . Для неармированной кладки на цементных растворах $\alpha = 1000$. Коэффициент α в табл. 3.1 соответствует неармированной кладке на более слабых растворах. При малой гибкости коэффициенты ϕ разнятся незначительно. Но при больших гибкостях расхождении их становится значительным. Для примера рассмотрим влияние продольного изгиба при гибкостях $\frac{l}{d} = 10$ и $\frac{l}{d} = 15$ для различной степени армирования (табл. 3.2).

Табл. 3.2 показывает, что для гибких конструкций эффективность сетчатого армирования резко снижается с повышением гибкости. При высоких гибкостях ($\frac{l}{d} = 15$ и выше) сетчатое армирование становится явно нецелесообразным.

Т а б л и ц а 3.2

Влияние продольного изгиба при армировании сетками

Степень армирования	$\frac{l}{d} = 10$		$\frac{l}{d} = 15$	
	ϕ	Снижение ϕ относительно неармированной кладки	ϕ	Снижение ϕ относительно неармированной кладки
Без армирования	0,81	1,00	0,66	1,00
Слабое армирование	0,73	0,90	0,53	0,80
Среднее армирование	0,66	0,82	0,46	0,70
Сильное армирование	0,60	0,74	0,39	0,59

Пример 3.1. Произвести расчет сетчатого армирования внутреннего столба сечением 64×51 см и высотой 3,6 м, несущего нагрузку 65 т. Диаметр проволоки 5 мм. Кирпич марки М100.

Решение. Для внутреннего столба может быть применен при сетчатом армировании цементный раствор 1:0,2:4 (марки М50). Допускаемое напряжение для такой кладки при отсутствии армирования 12 кг/см². При заданной нагрузке мы имеем напряжение в столбе:

$$\sigma = \frac{65000}{64 \cdot 51} = 19,9 \text{ кг/см}^2.$$

Необходимый процент армирования определяем по формуле (3.3). При этом вначале для первого решения продольный изгиб учитываем для среднего армирования по табл. 3.1 ($p = 0,3-0,5$):

$$[\sigma]_{\text{арм}} = [\sigma] + 25p = \frac{\sigma}{\phi} \text{ кг/см}^2.$$

Отсюда:

$$p = \frac{\frac{\sigma}{\varphi} - [\sigma]}{25}.$$

Гибкость $\frac{l}{d} = \frac{3,60}{0,51} \approx 7$. Для этой гибкости: $\varphi = 0,81$.

Определяем нужное допускаемое напряжение на армированную кладку:

$$[\sigma]_{\text{арм}} = \frac{\sigma}{\varphi} = \frac{19,9}{0,81} = 24,6 \text{ кг/см}^2.$$

По формуле (3.3) находим необходимый процент армирования:

$$p = \frac{24,6 - 12}{25} = 0,50 \text{ \%}.$$

Мы получим предельное значение p для принятого при определении коэффициента φ среднего армирования. Если бы мы получили $p > 0,50 \text{ \%}$, то потребовался бы перерасчет для нового значения φ при $\alpha = 250$.

Зададимся расстоянием между сетками в два ряда кладки (15,4 см) и отсюда определим размер ячейки сетки c по формуле (3.6):

$$p = \frac{2F_a}{cs} \cdot 100; \quad c = \frac{200F_a}{ps};$$

$$F_a = 0,20 \text{ см}^2; \quad s = 15,4 \text{ см}; \quad p = 0,50 \text{ \%};$$

$$c = \frac{200 \cdot 0,20}{0,50 \cdot 15,4} = 5,2 \text{ см}.$$

Принимаем сетку из 9×12 ячеек размером 5×5 см (10×13 прутьев). Размеры сетки:

$$\text{ширина } 3 + 9 \cdot 5 + 3 = 51 \text{ см}$$

$$\text{длина } 2 + 12 \cdot 5 + 2 = 64 \text{ см}.$$

Эффективность сетчатого армирования также сильно падает и при внецентренном сжатии (при больших эксцентриситетах). Испытания внецентренно напряженных столбов с сетчатым армированием показали, что повышение прочности кладки при сетках идет за счет тех же факторов, что и при внецентренном сжатии каменных конструкций. Если мы примем за основу расчет на внецентренное сжатие неармированных каменных конструкций с введением коэффициента k_1 , то влияние сетчатого армирования по мере повышения эксцентриситета должно быть снижено, как это

видно из результатов экспериментов (рис. 3.5). При $e = \frac{d}{4}$ и больше уже отсутствует разница в прочности армированной и неармированной кладки. Принимая прямолинейный закон снижения эффективности сетчатого армирования в зависимости от эксцентриситета, мы должны внести поправочный коэффициент k_2 для снижения величины второго члена в формуле (3.3), выражающего влияния сетчатого армирования. Для прямоугольного сечения этот коэффициент имеет значение:

$$k_2 = 1 - \frac{4e}{d}. \quad (3.7)$$

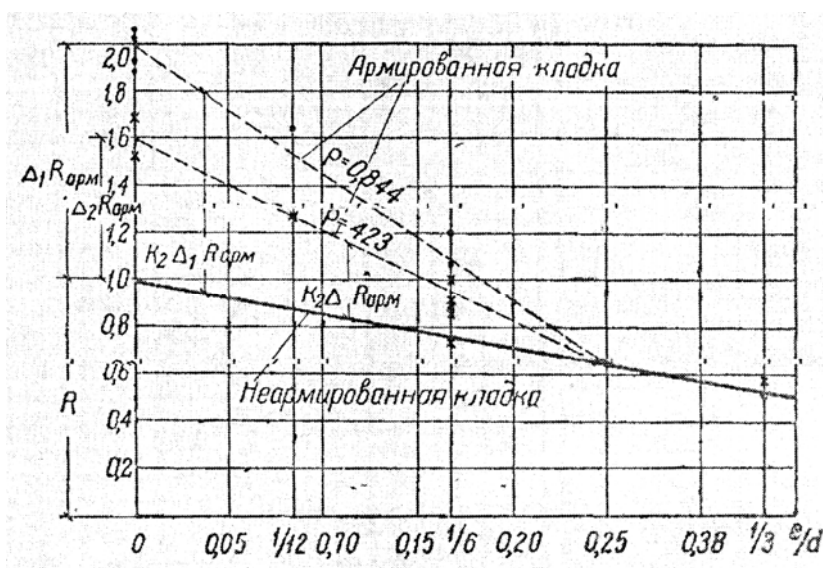


Рис. 3.5. Снижение влияния косвенного армирования при внецентренном сжатии по мере увеличения эксцентриситета (кривая по формуле (3.7) и экспериментальные точки по опытам ЦНИПС для двух различных процентов армирования)

Для сложного сечения, если обозначим расстояние от центра тяжести до края с max σ через a , коэффициент k_2 получает вид:

$$k_2 = 1 - \frac{2e}{a}.$$

С учетом этих результатов мы можем написать окончательную формулу для расчета столбов с сетчатым армированием при внецентренном сжатии:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \leq ([\sigma]k_1 + 25pk_2)\varphi. \quad (3.8)$$

Коэффициент φ принимается по табл. 3.1, коэффициент k_1 — по формуле со всеми ограничениями, указанными выше.

Из формулы (3.8) следует, что сетчатое армирование целесообразно только при небольших эксцентриситетах. Эффективность его снижается за счет коэффициента k_2 , который быстро убывает с увеличением эксцентриситета, и за счет коэффициента φ , который убывает по сравнению с неармированной кладкой при повышении процента армирования и гибкости.

Если сила выходит за границы ядра сечения, эффективность сетчатого армирования настолько мала, что расчет производится как для неармированной кладки. В этом случае сетчатое армирование явно нецелесообразно, поэтому мы ограничиваемся приведением формулы только для первого случая внецентренного сжатия.

Исследование продольного изгиба и внецентренного сжатия позволяет установить область целесообразного применения столбов с сетчатым армированием. Она охватывает сильно нагруженные столбы малой гибкости с нагрузкой, приложенной центрально или с небольшим эксцентриситетом. В этой области эффективность сетчатого армирования очень велика, особенно для кирпича высокой прочности. Применяя сетчатое армирование, можно повысить допускаемые напряжения на кладку в 2-2,5 раза. При сетчатом армировании кладки 1 % армирования дает дополнительное допускаемое напряжение 25 кг/см^2 , тогда как в железобетоне – при коэффициенте запаса для колонн 2,2 и пределе текучести стали 2500 кг/см^2 – 1 % армирования дает дополнительное допускаемое напряжение:

$$\Delta\sigma = \frac{2500}{2,2 \cdot 100} = 11,3 \text{ кг/см}^2.$$

Пример 3.2. Определить необходимый процент сетчатого армирования для простенка $64 \times 51 \text{ см}$ при высоте этажа $3,6 \text{ м}$; нагрузка: продольная сила $N = 50 \text{ т}$ и момент $M = 2 \text{ т} \cdot \text{м}$. Марка кирпича М125. Проволока 6 мм.

Решение. Определяем эксцентриситет равнодействующей в рассчитываемом сечении:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2}{50} = 0,04 \text{ м} < (1/6)d.$$

Следовательно мы имеем первый случай внецентренного сжатия и рассчитываем сечение по сжатой зоне:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} \left(1 + \frac{6e}{d} \right) = \frac{50000}{51 \cdot 64} \left(1 + \frac{6 \cdot 4}{51} \right) = 22,5 \text{ кг/см}^2.$$

Необходимый процент армирования определяем по формуле (3.8), причем для первого приближения учитываем продольный изгиб с коэффициентом для среднего процента армирования, т.е. для $\alpha = 500$.

$$\text{Гибкость простенка } \frac{l}{d} = \frac{3,60}{0,51} = 7; \quad \varphi = 0,81.$$

Для наружных простенков должен применяться цементный раствор 1:0,1:3 марки М80. Допускаемое напряжение для неармированной кладки $[\sigma] = 15 \text{ кг/см}^2$.

Определяем коэффициент k_1 и k_2 :

$$k_1 = 1 + \frac{3e}{d} = 1 + \frac{3 \cdot 4}{51} = 1,235;$$

$$k_2 = 1 - \frac{4e}{d} = 1 - \frac{4 \cdot 4}{51} = 0,686.$$

Подставляя вычисленные значения в формулу (3.8), определяем p :

$$\sigma_{\max} = ([\sigma]k_1 + 25pk_2)\varphi = 22,5 \text{ кг/см}^2;$$

$$(15 \cdot 1,235 + 25p \cdot 0,686)0,81 = 22,5 \text{ кг/см}^2.$$

Отсюда:

$$p = 0,54 \text{ \%}.$$

Полученный процент армирования оказался выше, чем это было принято при учете продольного изгиба, поэтому требуется уточнение. Для $p > 0,5$ по табл. 3.1 $\alpha = 250$. Для $\frac{l}{d} = 7$ и $\alpha = 250$. Коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,77$.

Подставляя этот коэффициент φ в формулу (3.8), получаем:

$$(15 \cdot 1,235 + 25p \cdot 0,686)0,77 = 22,5 \text{ кг/см}^2.$$

Отсюда определяем:

$$p = 0,54 \text{ \%}.$$

Для толстой проволоки (6 мм) более целесообразны сетки «зигзаг». Принимаем сетки «зигзаг» в каждом ряду.

Так как две сетки «зигзаг» образуют одну перекрестную сетку, принятую при выводе формулы (3.6), то при вычислении s по этой формуле принимается расстояние между сетками, равное двум рядам кладки – $s = 15,4 \text{ см}$; $F_a = 0,28 \text{ см}^2$.

Определяем размер ячейки c :

$$c = \frac{2F_a}{ps} \cdot 100 = \frac{2 \cdot 0,28 \cdot 100}{0,62 \cdot 15,4} = 5,9 \text{ см}.$$

Принимаем сетки «зигзаг» с числом ячеек по длине 10 (11 прутьев) и по ширине 8 (9 прутьев). Расстояние между прутьями около 6 см.

3.2. Кирпичные столбы с продольным армированием

Продольное армирование может быть осуществлено двумя способами: с расположением арматуры внутри кладки и по наружной поверхности кладки. Оба способа армирования показаны на рис. 3.6.

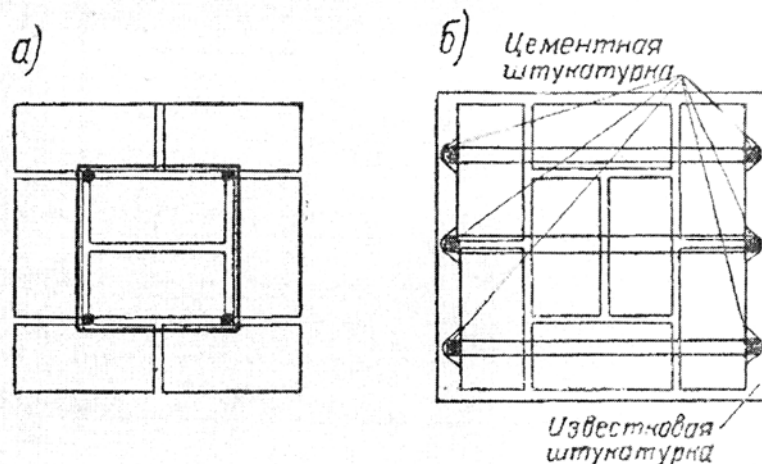


Рис. 3.6. Продольное армирование:
а – внутри кладки; б – снаружи кладки

Расположение арматуры внутри кладки создает лучшую защиту для арматуры от внешних воздействий и высокой температуры при пожаре. Но, с другой стороны, при этом способе усложняется производство работ. Что же касается надежности совместной работы арматуры и кладки, то опыты показали, что оно обеспечено в достаточной степени в обоих случаях. Поэтому в случаях, где не требуется повышенной огнестойкости конструкции, предпочтение должно отдаваться наружному армированию.

При расположении арматуры снаружи применяется следующий способ производства работ. Арматура заделывается внизу в кладку посредством отгиба под прямым углом; отгиб заканчивается крюком (рис. 3.7). В случае, если арматура работает на растяжение, отгибы заделываются в бетон. Хомуты заготавливаются из 5-6 мм проволоки и нанизываются сверху на продольную арматуру без твердой фиксации их положения по высоте.

Расстояние между хомутами по высоте должно быть равно 15-20 диаметрам продольных стержней. Оно должно быть увязано с рядами кладки, так как хомуты располагаются в швах кладки через 2-5 рядов в зависимости от толщины продольных стержней. В местах сварных стыков продольной арматуры расстояния между хомутами уменьшаются вдвое. После установки продольных стержней и временного закрепления их в вертикальном положении производится кирпичная кладка. На требуемом по проекту уровне опускаются вниз хомуты, которые должны плотно прижимать наружную арматуру к кладке. Опыт выкладки таких столбов показал, что они не вызывают значительных затруднений для каменщика. Верхние концы продольной арматуры заделываются в кладку аналогично

нижним. Наружная арматура покрывается полосами цементного раствора на толщину не менее 1,5 см, который должен заполнить плотно щель между арматурой и кладкой, если таковая получилась при выкладке столба. После этого столб оштукатуривается обычным известковым или лучше сложным раствором.

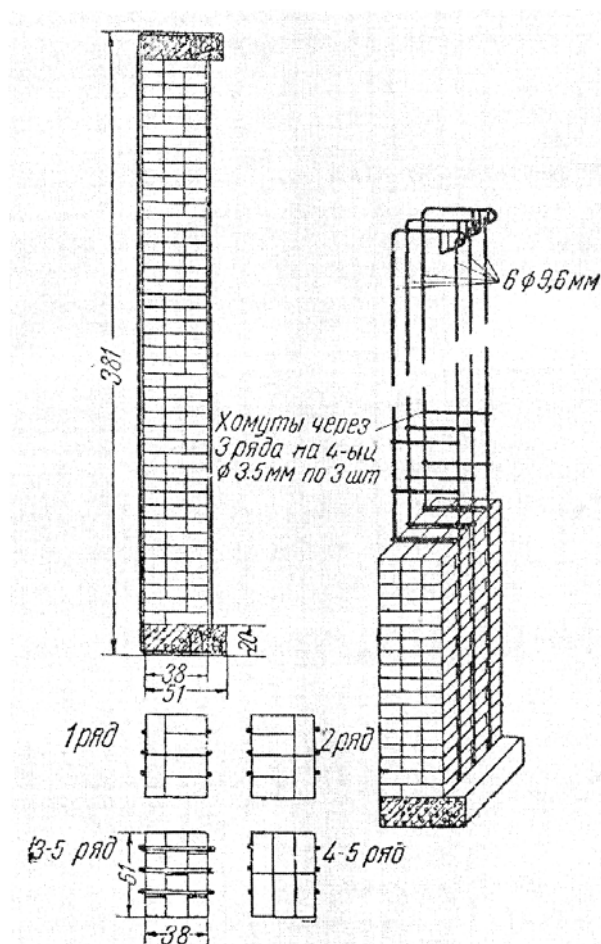


Рис. 3.7. Процесс выкладки столба с наружной продольной арматурой

При расположении арматуры внутри столба применяются два способа. При первом способе вяжется сначала каркас арматуры с хомутами, который заполняется кирпичной кладкой. Каркас должен быть расположен внутри столба на расстоянии в полкирпича от наружных граней. В местах расположения хомутов приходится колоть кирпич, так как трудно добиться увязки расположения хомутов с порядовкой кладки. При втором способе положения хомутов твердо не фиксируется и они по мере хода кладки опускаются на нужном уровне в шов кладки.

Проведение испытания столбов с продольной арматурой показали идентичность их работы с работой железобетонных колонн. Временное

сопротивление центрально нагруженного столба с продольной арматурой определяется по формуле:

$$N = RF + \sigma_T F_a, \quad (3.9)$$

где R и F – временное сопротивление и площадь сечения столба;

σ_T и F_a – предел текучести и площадь сечения арматуры.

Из формулы (3.9) получаем временное сопротивление армированной кладки:

$$R_{\text{арм}} = \frac{N}{F} = R + \sigma_T \frac{F_a}{F} = R + \sigma_T \frac{p}{100}, \quad (3.10)$$

где p – процент армирования ($p = 100 \frac{F_a}{F}$). Деля на коэффициент запаса 3, получаем допускаемое напряжение (при $\sigma_T = 2500 \text{ кг/см}^2$):

$$[\sigma]_{\text{арм}} = [\sigma] + \frac{\sigma_T p}{300} = [\sigma] + 8p. \quad (3.11)$$

Эффективность арматуры при продольном армировании получается ниже в 3 раза по сравнению с сетчатым армированием. Эксперименты, проведенные при внутреннем и наружном расположении арматуры, полностью подтвердили формулу (3.9) даже с некоторым запасом за счет работы хомутов, как косвенной арматуры.

При применении арматуры из углеродистой стали (Ст5) с пределом текучести 3000 кг/см^2 пользуются формулой:

$$[\sigma]_{\text{арм}} = [\sigma] + 10p.$$

Характер разрушения образцов с продольной арматурой несколько напоминает по виду трещин неармированную кладку. Первые трещины возникают при напряжении 0,6-0,7 от временного сопротивления. Развиваясь, они удлиняются и пересекают несколько рядов кладки. Однако полного расслоения кладки не происходит, и начинают откалываться наружные лещадки и раздавливаются отдельные кирпичи. Картина разрушения кирпичного столба с внутренней продольной арматурой показана на рис. 3.8.

На деформации кладки продольная арматура оказывает малое влияние. Только при больших процентах армирования, приближающихся к единице, отмечается некоторое уменьшение деформаций. Что же касается отношения начального модуля упругости к временному сопротивлению $\alpha = \frac{E_0}{R_{\text{арм}}}$,

ввиду увеличения $R_{\text{арм}}$ оно меньше, чем для неармированной кладки. Отношения α в зависимости от процента армирования приведены в табл. 3.3.

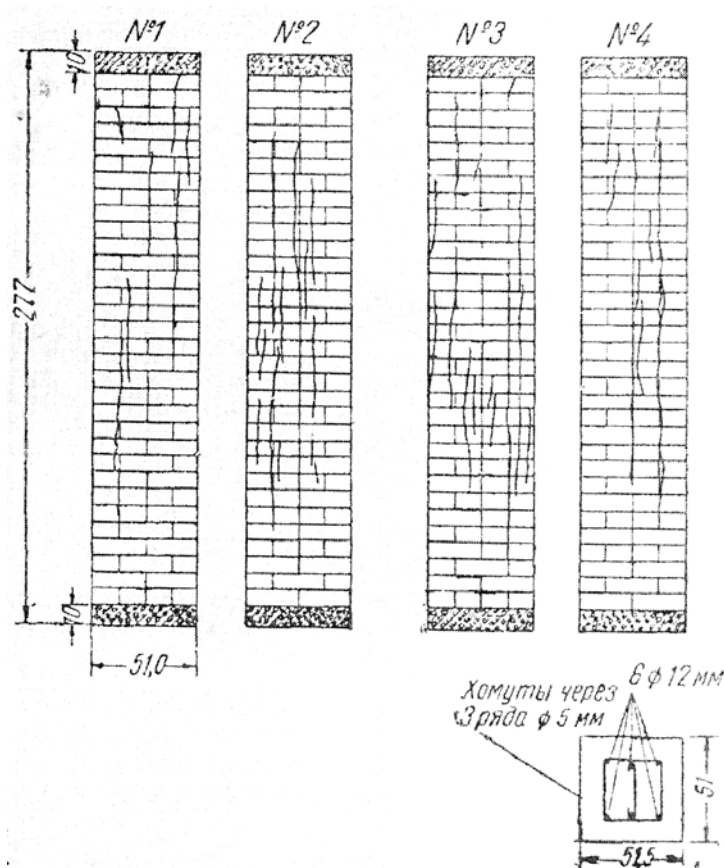


Рис. 3.8. Разрушение кирпичного столба с внутренней продольной арматурой

Т а б л и ц а 3 . 3
Начальные модули упругости для кладки с продольной арматурой

Процент армирования	$\alpha = \frac{E_0}{R_{\text{арм}}}$
До 0,2 %	1000
0,2-1 %	750
Свыше 1 %	500

Соответственно этим значениям α берутся коэффициенты продольного изгиба φ . По сравнению с косвенным армированием величина α значительно выше, и следовательно коэффициенты φ приближаются к таковым для неармированной кладки. В результате этого влияние продольного изгиба для столбов с продольным армированием значительно меньше, чем для столбов с сетчатым армированием. Поэтому при больших гибкостях ($\frac{l}{d} = 15 - 20$) продольное армирование в некоторых случаях может оказаться более выгодным, чем сетчатое.

Пример 3.3. Рассчитать продольно армированный столб из кирпича марки М100 на растворе марки М50. Сечение столба 64×51 см, высота 3,6 м, нагрузка 65 т.

Решение. Допускаемое давление на неармированную кладку из кирпича марки М100 на растворе марки М50 составляет 12 кг/см². Напряжение же в столбе составляет:

$$\sigma = \frac{65000}{64 \cdot 51} = 19,9 \text{ кг/см}^2.$$

Принимаем коэффициент продольного изгиба в первом приближении по среднему процента армирования из табл. 3.3 ($p = 0,2-1 \%$), что дает $\alpha = 750$. Гибкость:

$$\frac{l}{d} = \frac{360}{51} = 7.$$

Такой гибкости соответствует $\varphi = 0,89$.

Требуется армирование, которое дает $[\sigma]_{\text{арм}} = \frac{\sigma}{\varphi} = \frac{19,9}{0,89} = 22,4 \text{ кг/см}^2$.

Необходимый процент армирования определяем по формуле (3.11):

$$[\sigma]_{\text{арм}} = [\sigma] + 8p;$$

$$p = \frac{[\sigma]_{\text{арм}} - [\sigma]}{8} = \frac{22,4 - 12}{8} = 1,3 \%$$

Так как полученное $p > 1 \%$, то требуется уточнение коэффициента продольного изгиба. По табл. 3.3 принимаем $\alpha = 500$, что дает для $\frac{l}{d} = 7$ $\varphi = 0,86$.

Производим пересчет:

$$[\sigma]_{\text{арм}} = \frac{19,9}{0,86} = 23,2 \text{ кг/см}^2.$$

$$p = \frac{23,2 - 12}{8} = 1,4 \%$$

Сечение арматуры $F_a = \frac{1,4 \cdot 64 \cdot 51}{100} = 45,7 \text{ см}^2$.

Принимаем 10 Ø25 мм ($F_a = 50,67 \text{ см}^2$).

Испытания на внецентренное сжатие показали также полную аналогию между работой продольно армированных кирпичных и железобетонных столбов. Оказалось, что формулы новой теории железобетона по внецентренному сжатию в полной мере применимы и для кирпичных столбов. Поэтому в дальнейшем мы принимаем формулы для внецентренного сжатия железобетонных элементов по нормам проектирования железобетонных конструкций, которые приводим к удобному для пользования виду.

Для армированных кирпичных конструкций наиболее актуальным случаем будет второй случай по железобетонным нормам (при сравни-

тельно небольших эксцентриситетах), когда разрушение происходит в сжатой зоне. Для этого случая в нормах для железобетонных конструкций даны следующие формулы:

$$N_p = bh_0 R_u n_p; \quad (3.12)$$

$$n_p c = 0,4 + \alpha'(1 - \delta'); \quad (3.13)$$

$$n_p + \beta > 0,575; \quad (3.14)$$

$$\alpha \geq \frac{n_p(1 - c - \delta') - 0,4}{1 - \delta'}. \quad (3.15)$$

В этих формулах приняты следующие обозначения:

N_p – разрушающая продольная сила, равная kN ;

R_u – временное сопротивление сжатию при изгибе ($R_u = 1,25R$);

α' , α – характеристики сечения в отношении более близкой и отдаленной от силы арматуры;

$$\alpha' = \frac{F_a' \sigma_T}{bh_0 R_u}; \quad (3.16)$$

$$\alpha = \frac{F_a \sigma_T}{bh_0 R_u}; \quad (3.17)$$

$\beta = \alpha - \alpha'$ – разность характеристик;

e_a – расстояние силы N до арматуры F_a ;

$c = \frac{e_a}{h_0}$ – относительный эксцентриситет;

$$\delta = \frac{a}{h_0} \text{ и } \delta' = \frac{a'}{h_0}.$$

Остальные обозначения показаны на рис. 3.9.

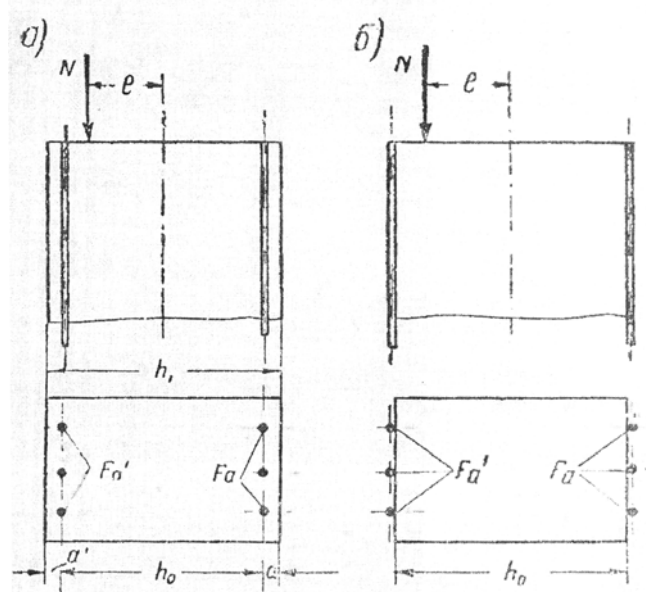


Рис. 3.9. Внецентренное сжатие:

а – железобетонной колонны;

б – железокирпичной колонны с наружной продольной арматурой

Ввиду того что мы пользуемся для внецентренно-сжатых элементов наружным армированием, можно принять δ и δ' равными нулю.

Для упрощения формул делаем следующие преобразования.

Из формулы (3.12) получаем:

$$n_p = \frac{N_p}{bh_0 R_u}. \quad (3.18)$$

Умножая на c и пользуясь формулой (3.13), получаем:

$$\frac{N_p c}{bh_0 R_u} = 0,4 + \alpha'.$$

Пользуясь выражениями для c и α' , получаем:

$$\frac{N_p e_a}{bh_0^2 R_u} = 0,4 + \frac{F'_a \sigma_T}{bh_0 R_u} = \frac{1}{R_u} (0,5R + \frac{F'_a \sigma_T}{bh_0}); \quad (3.19)$$

$$\frac{N_p e_a}{3W} = R + \frac{2p' \sigma_T}{100}. \quad (3.20)$$

Разделив на коэффициент запаса 3 и приняв предел текучести стали $\sigma_T = 2500$, получаем окончательную формулу, в которую по аналогии с внецентренно-сжатыми неармированными конструкциями введен коэффициент продольного изгиба φ :

$$\frac{N_p e_a}{3W} = \frac{M_a}{3W} \leq ([\sigma] + \frac{2p' \sigma_T}{300}) \varphi = ([\sigma] + 16p') \varphi, \quad (3.21)$$

где M_a – расчетный момент внешней силы относительно центра тяжести более удаленной арматуры;

p' – процент армирования для арматуры, ближайшей к силе:

$$p' = \frac{100 F'_a}{h_0 b};$$

$[\sigma]$ – допускаемое напряжение на кладку;

W – момент сопротивления сечения (без арматуры);

φ – коэффициент продольного изгиба в соответствии с табл. 3.3.

Для упрощения формулы (3.14) подставим в нее значения n_p из формулы (3.13) и значения β :

$$\frac{0,4 + \alpha'}{c} + \alpha - \alpha' > 0,575. \quad (3.22)$$

Отсюда получаем:

$$c = \frac{e_a}{h_0} < \frac{0,4 + \alpha'}{0,575 - \alpha + \alpha'} = \frac{R + \frac{\sigma_T p'}{100}}{1,44R - \frac{2\sigma_T(p - p')}{100}} = \frac{R + 50p'}{1,44R - 50(p - p')}. \quad (3.23)$$

Таким образом после преобразования мы видим, что требование (3.14) определяет предельный эксцентриситет силы N относительно F_a , до которого разрушение конструкции произойдет в сжатой зоне. За этим пределом мы будем иметь первый случай внецентренного сжатия, когда разрушение происходит в растянутой зоне при достижении арматурой F_a предела текучести. Наконец последнее требование (3.15) после преобразования приводит к формуле (3.9):

$$N_p \leq Rbh_0 + (F_a + F'_a)\sigma_T. \quad (3.24)$$

Эта формула выражает требование, чтобы сила N удовлетворяла также и расчету на центральное сжатие.

Таким образом мы получили выражение предельного эксцентриситета для определения условий рассматриваемого случая (3.23) и простую формулу для расчета (3.21).

Может быть рекомендован следующий порядок расчета продольно-армированных столбов на внецентренное сжатие. По заданному моменту внешних сил относительно наиболее удаленного края конструкции по формуле (3.21) определяем необходимый процент армирования сжатой зоны p' . Затем по формуле (3.23) определяем необходимый процент армирования растянутой зоны p . Для этой цели формула может быть преобразована следующим образом:

$$p \geq \frac{R(1,44c - 1)}{50c} - \frac{p'(1 - c)}{c}. \quad (3.25)$$

Если в правой части равенства мы получим нуль или отрицательное число, это будет означать, что арматура в растянутой зоне не требуется. Из этой формулы можно установить, при каком значении c во всех случаях не требуется армирования растянутой зоны. Такой предельный случай будет при $p = 0$ и $p' = 0$. При этом $c = 0,7$ и эксцентриситет относительно оси столба $e_0 = 0,2h_0$. Следовательно при эксцентриситетах менее $0,2h_0$ во всех случаях не требуется армирования растянутой зоны.

Пример 3.4. Рассчитать продольное армирование простенка 64х51 см при высоте этажа 3,6 м; кирпич марки М125, раствор марки М80; нагрузка: продольная сила 50 т и момент 2 т·м.

Решение. Для выяснения вопроса, к какому случаю внецентренного сжатия относится рассчитываемая конструкция, определяем эксцентриситет силы относительно геометрической оси:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2}{50} = 0,04 \text{ м} = \frac{0,04}{51} h_0 = 0,078 h_0.$$

При $e < 0,2h_0$ разрушение всегда происходит в сжатой зоне, и арматуры в растянутой зоне не требуется.

Расчет производим по формуле (3.21). Предварительно принимаем для определения коэффициента продольного изгиба φ средний процент армирования по табл. 3.1 ($p = 0,2-1,0 \%$), т.е. $\alpha = 750$. Гибкость $\frac{l}{d} = \frac{3,60}{0,51} = 7$; $\varphi = 0,89$. Определяем изгибающий момент M_a относительно удаленного от силы края сечения:

$$M_a = \frac{Nh_0}{2} + M = \frac{50 \cdot 0,51}{2} + 2 = 14,75 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$W = \frac{bh_0^2}{6} = \frac{64 \cdot 51^2}{6} = 27700 \text{ см}^3.$$

Допускаемое напряжение для неармированной кладки из кирпича марки М125 на растворе марки М80 $[\sigma] = 15 \text{ кг/см}^2$. Подставляем полученные величины в формулу (3.21):

$$\frac{M_a}{3W} = ([\sigma] + 16p')\varphi;$$

$$\frac{1475000}{3 \cdot 27700} = (15 + 16p')0,89.$$

Отсюда определяем p' :

$$p' = 0,31 \%;$$

$$F_a = \frac{0,31 \cdot 51 \cdot 64}{100} = 10,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4 $\varnothing 18$ мм ($F_a = 10,18 \text{ см}^2$).

С противоположной стороны, где по расчету арматура не требуется, устанавливаем конструктивную арматуру для закрепления хомутов из 4 $\varnothing 8$ мм ($F_a = 2,01 \text{ см}^2$), что дает:

$$p = \frac{2,01 \cdot 100}{51 \cdot 64} = 0,06 \%.$$

При эксцентриситетах, превышающих предельную величину по формуле (3.23), разрушение произойдет в растянутой зоне. Для этого случая нормы для железобетонных конструкций дают формулы:

$$N_p = bh_0 R_u n_p; \quad (3.26)$$

$$np_c = (\beta + n_p)[1 - 0,53(\beta + n_p)] + \alpha'(1 - \delta'); \quad (3.27)$$

$$\alpha' \leq \alpha + n_p - 2\delta'. \quad (3.28)$$

Выведем обозначение:

$$z' = [1 - 0,53(\beta + n_p)]h_0 = [1 - \frac{0,53\sigma_T(F_a - F'_a)}{bh_0R_u} - \frac{0,53N_p}{bh_0R_u}]h_0 =$$

$$= [1 - \frac{0,53\sigma_T}{100R_u}(p - p') - \frac{0,53N_p}{bh_0R_u}]h_0 = [1 - \frac{0,425\sigma_T}{100R}(p - p') - \frac{0,425N_p}{bh_0R}]. \quad (3.29)$$

После соответствующих подстановок выражение (3.27) получает вид:

$$\frac{N_p(e_0 - z')}{F_a z' + F'_a(h_0 - z')} = \sigma_T. \quad (3.30)$$

Вводя коэффициент запаса k и заменяя $N_p = kN$, получаем выражение для определения напряжения в растянутой арматуре σ_a , которое должно быть ниже допускаемого $\frac{\sigma_T}{k}$:

$$\sigma_a = \frac{N(e_a - z')}{F_a z' + F'_a(h_0 - z')} \leq \frac{\sigma_T}{k}, \quad (3.31)$$

где z' получается из выражения (3.29) путем подстановки $N_p = kN$. Вследствие большей однородности качества арматуры по сравнению с кладкой коэффициент запаса для случаев, подобных рассматриваемому, когда разрушение происходит в растянутой арматуре, может быть понижен и принят $k = 2,5$, т.е. несколько выше, чем для арматуры в железобетонных колоннах ($k = 2,2$). В выражение z' входит R , которое меняется для кладки на прочных растворах в сравнительно близких пределах. В среднем можно принять R для кладки из кирпича марки М100 на растворе марки М50, т.е. $R = 36 \text{ кг/см}^2$ и $\sigma_T = 2500 \text{ кг/см}^2$.

Подставляя эти значения в формулы (3.31) и (3.29), получаем окончательные расчетные формулы:

$$\sigma_a = \frac{N(e_a - z')}{F_a z' + F'_a(h_0 - z')} \leq 1000 \text{ кг/см}^2, \quad (3.32)$$

$$z' = [1 - 0,3(p - p') - \frac{N}{RF}]h_0. \quad (3.33)$$

Если поставлена задача наилучшим образом использовать арматуру в сжатой и растянутой зоне, мы должны рассмотреть случай, когда к моменту разрушения полностью использована прочность сжатой и растянутой зоны. Этот случай является границей между первым и вторым случаями внецентренного сжатия и характеризуется по железобетонным нормам равенством:

$$n_p + \beta = 0,575.$$

Подставляя значение n_p из выражения (3.26) с заменой $N_p = kN = 2,5N$ и выражение β по формулам (3.16) и (3.17), причем $R_u = 1,25R$, получаем напряжение в кладке σ :

$$\sigma = \frac{N + \sigma_a(F_a - F'_a)}{0,72F} = \frac{N + 1000(F_a - F'_a)}{0,72F}. \quad (3.34)$$

Полученное значение σ должно быть меньше допускаемого напряжения на сжатие. В нем уже учтено в скрытом виде упрочнение кладки в сжатой зоне при внецентренном сжатии. Поэтому введения поправочного коэффициента k_1 не требуется. Необходимо учесть только снижение прочности от продольного изгиба. Таким образом полученное по формуле (3.34) значение σ должно удовлетворить условию: $\sigma \leq [\sigma]_{\phi}$.

Продольное армирование более эффективно по сравнению с сетчатым в эксцентрично нагруженных конструкциях с большими эксцентриситетами, а также в центрально нагруженных тонких конструкциях большой высоты при гибкости: $\frac{l}{d} = 15 - 20$ и более.

Пример 3.5. Требуется рассчитать армирование столба сечением 51×64 см и высотой 3,6 м; кирпич марки М100, раствор марки М50, нагрузка: продольная сила 15 т и момент 4,5 т·м.

Решение. Эксцентриситет силы относительно геометрической оси столба составляет:

$$e = \frac{4,5}{15} = 0,30 \text{ м} > \frac{h_0}{2}.$$

Следовательно сила вышла за пределы сечения и с противоположной стороны возникнут растягивающие усилия, для восприятия которых потребуются арматура. Что касается сжатой арматуры, то необходимость ее может быть выявлена только в процессе расчета. Приведенные выше формулы приспособлены для проверки напряжений при заданном армировании. Укажем метод для предварительного назначения сечения арматуры.

Необходимое сечение арматуры может быть определено из формул (3.32) и (3.33). Решение может быть найдено двумя способами: 1) путем постепенного приближения; 2) путем совместного решения уравнений (3.32) и (3.33). Приведем решение по первому способу.

Величина z' по формуле (3.33) изменяется в пределах от $0,67h_0$ до h_0 . Принимаем для первого приближения среднее значение $z' = 0,85 h_0 = 0,85 \cdot 51 = 43,2$ см. По формуле (3.32) находим первое приближение:

$$F_a = \frac{N(e_a - z')}{\sigma_a z'} = \frac{15000(30 + 25,5 - 43,2)}{1000 \cdot 43,2} = 4,27 \text{ см}^2;$$

$$p = \frac{4,27}{51 \cdot 64} 100 = 0,13 \% \text{ (первое приближение).}$$

Находим второе приближение z' и F_a для $p = 0,13 \%$ по формулам (3.33) и (3.32). В этих формулах $R = 3[\sigma] = 3 \cdot 12 = 36 \text{ кг/см}^2$ и $F = 51 \cdot 64 = \text{см}^2$:

$$z' = (1 - 0,3p - \frac{N}{RF})h_0 = (1 - 0,3 \cdot 0,13 - \frac{15000}{36 \cdot 51 \cdot 64})51 = 0,833 \cdot 51 = 42,5 \text{ см};$$

$$F_a = \frac{15000(55,5 - 42,5)}{1000 \cdot 42,5} = 4,58 \text{ см}^2 (p = 0,14 \%).$$

Находим третье приближение для $p = 0,14 \%$:

$$z' = (1 - 0,3 \cdot 0,14 - \frac{15000}{36 \cdot 51 \cdot 64})51 = 0,830 \cdot 51 = 42,3 \text{ см};$$

$$F_a = \frac{15000(55,5 - 42,3)}{1000 \cdot 42,3} = 4,67 \text{ см}^2 (p = 0,143 \%).$$

Этим приближением можно ограничиться, так как расхождения сравнительно с предыдущим составляет менее 5 %.

Остается проверить напряжение в сжатой зоне по формуле (3.34) и $F'_a = 0$, чтобы установить, требуется ли армирование сжатой зоны:

$$\sigma = \frac{N + \sigma_a F_a}{0,72F} = \frac{15000 + 1000 \cdot 4,67}{0,72 \cdot 51 \cdot 64} = 8,4 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение на кладку с учетом продольного изгиба составляет:

$$[\sigma]' = [\sigma]\varphi = 12 \cdot 0,89 = 10,7 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом в нашем случае армирование сжатой зоны не требуется. В противном случае потребовалось бы определить необходимое сечение в сжатой зоне F'_a по формуле (3.34) и соответственно еще раз пересчитать значения z' и F_a .

Для растянутой зоны принимаем 3 Ø14 мм ($F_a = 4,62 \text{ см}^2$). В сжатой зоне даем конструктивную арматуру для закрепления хомутов: 3 Ø8 мм ($F_a = 1,51 \text{ см}^2$).

3.3. Кирпичные столбы с жесткой арматурой и железобетонным ядром

Особым видом продольного армирования является включение в столбы или простенки каркаса из уголков или других прокатных профилей. Такие конструкции целесообразны в тех случаях, когда требуется незначительное повышение прочности столба при малом габарите, что может быть достигнуто большим процентом армирования. Преимуществом по сравнению с металлическими колоннами является включение в работу сечения кладки, которая полностью используется при расчете. Кроме того на продольный изгиб колонна работает по габариту камня, т.е. с меньшей гибкостью.

В лаборатории ЦНИПС были испытаны колонны сечением 2×2 кирпича и высотой 2,16 м; в колоннах был каркас из четырех уголков $6 \times 6 \times 0,5$ см, соединенных планками из полосового железа $5 \times 0,5$ см, приваренными через 45 см по высоте (рис. 3.10). Армирование составляло 0,92 %. Сравнение с неармированной кладкой показало повышение прочности в три раза. Характер разрушения таких столбов в процессе испытания показан на рис. 3.11.

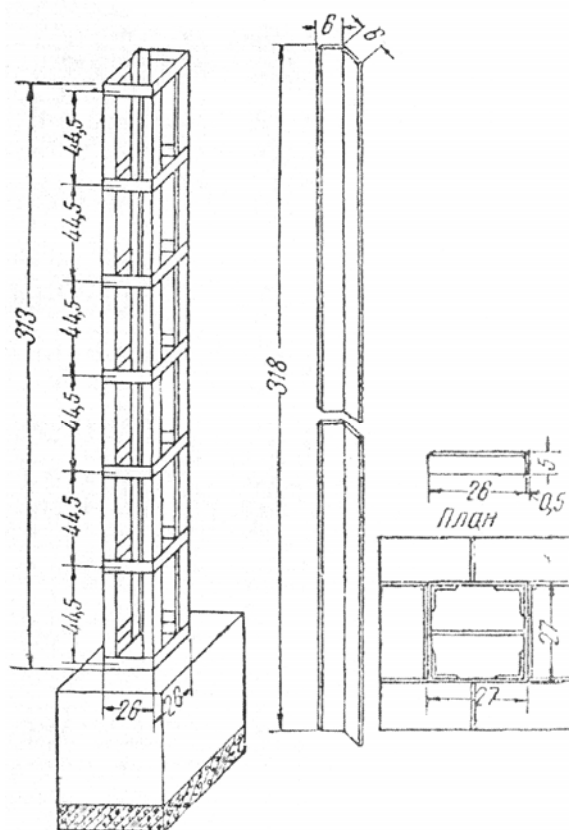


Рис. 3.10. Кирпичный столб с жестким каркасом

Для расчета таких колонн при марке раствора М50 и выше вполне применима формула (3.9). Несущая способность колонны представляет собой сумму полной несущей способности кирпичного столба и металличе-

ского каркаса. Некоторое повышение прочности при экспериментах по сравнению с расчетной объясняется тем, что для части столба внутри каркаса планки действуют как обойма. В запас прочности это обстоятельство при расчетах не учитывается. Продольный изгиб учитывается по гибкости столба кирпичной кладки. Показатель α для формулы φ принимается по табл. 3.3 в зависимости от процента армирования.

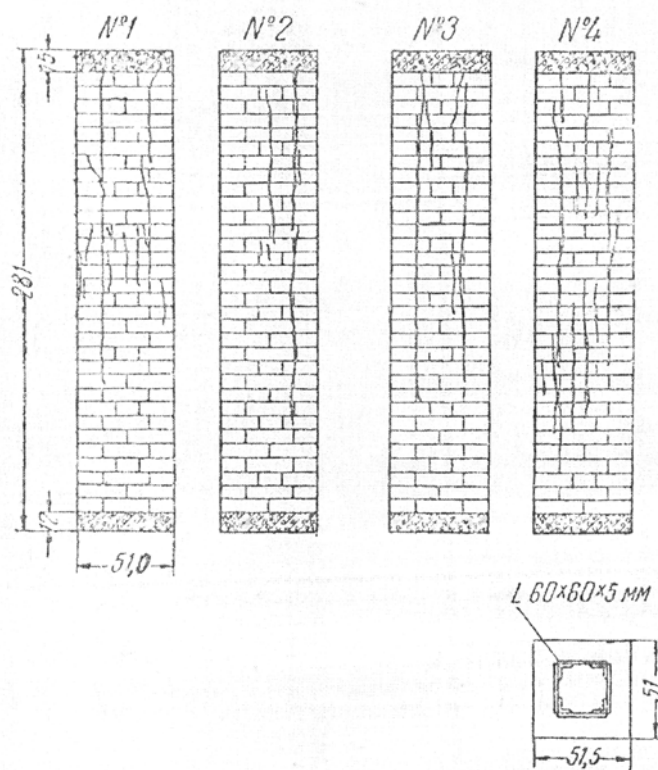


Рис. 3.11. Разрушение кирпичных столбов с жестким каркасом, заделанным в кладке

При включении металлических каркасов в кладку простенков каркас должен заканчиваться сверху и внизу столиками с площадью, рассчитанной на передачу всей нагрузки, воспринимаемой каркасом и внутренним ядром, с учетом повышения допускаемых напряжений на местное сжатие по формуле (3.1). В отдельных случаях при каркасах большого сечения может потребоваться устройство железобетонных прокладных плит. В кладке на шлаковых растворах каркас должен густо покрываться для защиты от коррозии цементным молоком.

Другим примером применения рассматриваемой конструкции являются железокирпичные колонны, аналогичные железобетонным колоннам с жесткой арматурой. Вначале возводится легкий металлический каркас, рассчитанный на нагрузки во время производства работ. Такой каркас удобен в условиях скоростного строительства, так как позволяет быстро развернуть большой фронт работ. По мере наращивания металлического каркаса производится заполнение его кирпичной кладкой на прочном растворе,

которая повышает его несущую способность до полной проектной величины. При большом проценте армирования (более 2 %) в восприятии нагрузки участвует главным образом металл, почему коэффициент запаса может быть повышен до 2,5.

Кроме металлического каркаса усиление кирпичных столбов может производиться посредством железобетонного ядра. Для этой цели вначале выкладывается на высоту одной захватки (1,3-1,7 м) пустотелый кирпичный столб или простенок, кладка которого служит опалубкой для бетонирования внутри железобетонного ядра (рис. 3.12).

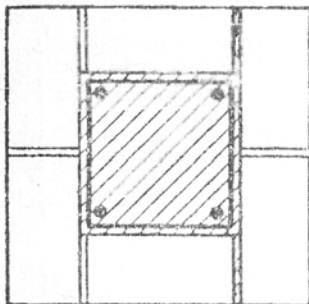


Рис. 3.12. Кирпичный столб с железобетонным ядром

Арматура ядра заготавливается в виде связанного каркаса и опускается в оставленное пустое пространство. После этого производится заполнение ядра бетоном с тщательным уплотнением его по правилам бетонирования железобетонных колонн сверху. Достаточная связь бетонного ядра с кладкой получается за счет сцепления бетона с кирпичом, пустошовки и естественных неровностей в кладке. Оставления специальной штрабы не требуется. Расчет кирпичных столбов с железобетонным ядром соответствует расчету конструкций из материалов с различными модулями упругости. Принципиальные отличия колонн с железобетонным ядром от рассмотренных колонн с металлическим жестким каркасом заключается в следующем.

1) В диаграмме деформации стали имеется площадка текучести, которая выравнивает деформации кирпичной кладки и металла и позволяет полностью использовать несущую способность кладки и металла, тогда как железобетон является более хрупким материалом и разрушается при значительно меньших деформациях, чем некоторые кладки.

2) При небольших сечениях металлических каркасов, составляющих 1-2 % от площади сечения столба, основная доля нагрузки приходится на кирпичную кладку и разрушение столба вызывается разрушением кладки. Поэтому расчет ведется с коэффициентом запаса 3, принятым для кладки; при большом проценте армирования коэффициент запаса понижается до 2,5.

Для участия железобетонного ядра значительно выше. Кроме этого разрушение конструкции определяется разрушением железобетонного ядра; поэтому она может рассчитываться с коэффициентом запаса, принятым для железобетонных колонн, т.е. 2,2.

При больших нагрузках, воспринимаемых железобетонным ядром, опирающимся сверху и снизу на неармированную кладку, иногда возникают местные перенапряжения. Для их смягчения может потребоваться устройство распределительных подушек.

При глубоком погружении ядра простенка в неармированную кладку уширенной подоконной части и перемычки давление от ядра будет передаваться частично также и через боковые поверхности вследствие сцепления и имеющих неровностей. При заглублении более 4-кратной толщины ядра (считая размер ядра в большем направлении) устройство распределительных подушек (или подколонников) не требуется.

3.4. Усиление кирпичных столбов обоями

Этот способ усиления столбов применяется весьма часто и успешно на практике, однако экспериментально он изучен еще мало и совсем не изучен для случаев усиления уже частично разрушенных столбов.

В лаборатории каменных конструкций ЦНИПС были испытаны столбы 51×51 см, усиленные металлическими обоями из уголков 6×6×0,5 см, соединенных приваренными планками 5×1 см на расстоянии 55 см (рис. 3.13). Процент армирования составлял: продольные уголки 0,92 %, поперечные планки 0,91 %. Испытание показало повышение прочности в 2,5 раза, что говорит о большой эффективности этого способа усиления. Характер разрушения показан на рис. 3.14.

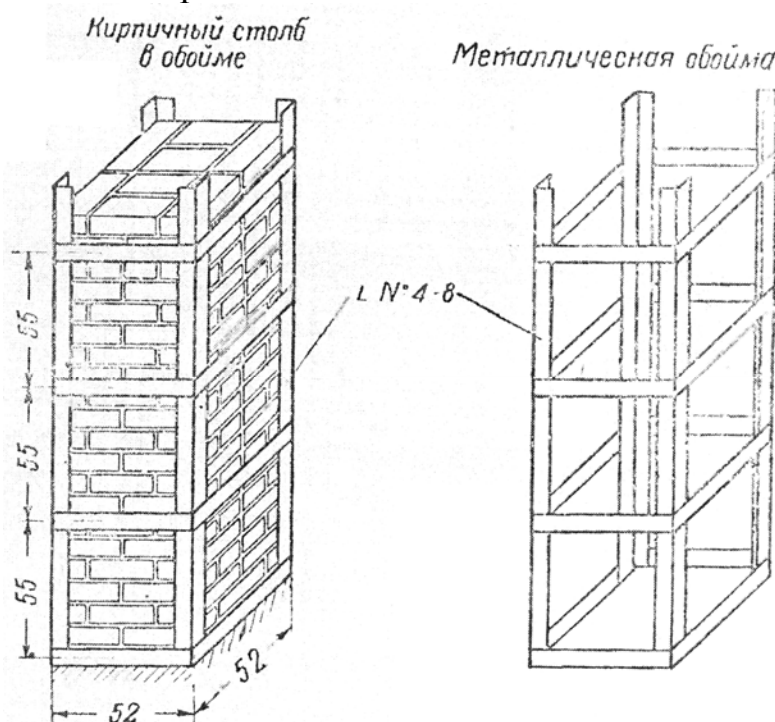


Рис. 3.13. Кирпичный столб в обойме из уголков

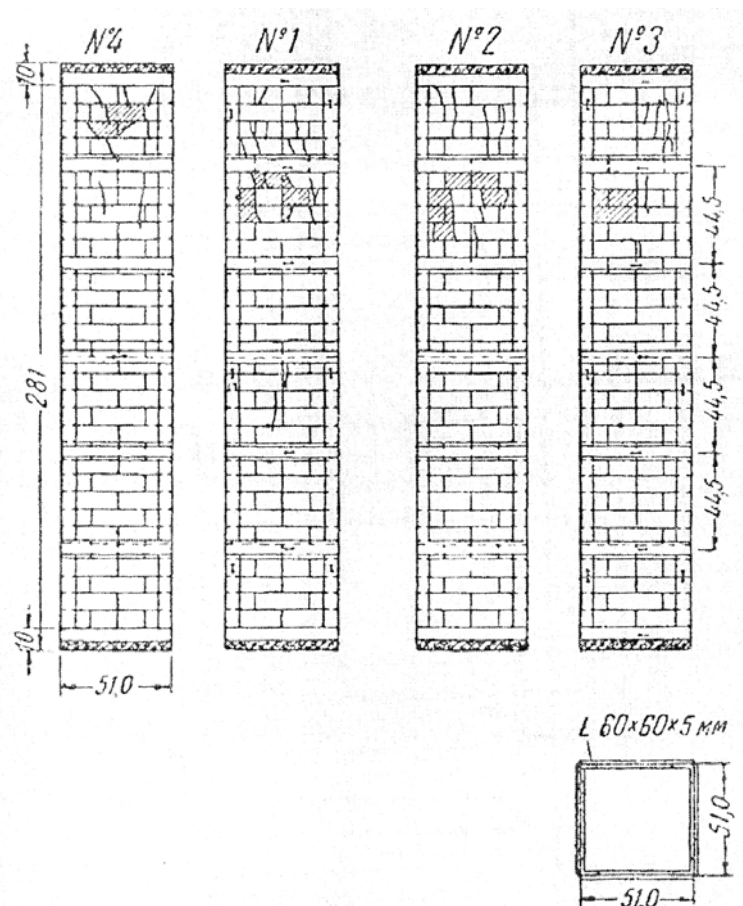


Рис. 3.14. Разрушение кирпичного столба в обойме из уголков, соединенных планками

Мы видим полную аналогию с разрушением при сетчатом армировании. Сквозные продольные трещины отсутствуют. Большинство трещин косые и идут по кирпичу. Разрушение носит характер раздавливания отдельных кирпичей с отколом лицевых лещадок, помеченных на рис. 3.14 штриховкой. Следует отметить, что уголки не были доведены до конца столба и нагрузка на столб передавалась только через кладку. Таким образом если и передавалась нагрузка на уголки, то только посредством трения. В верхней части столба включение в работу вертикальных уголков могло быть только частичным.

Деформации кладки к моменту разрушения были значительно больше, чем у обычной кладки, и по величине соответствовали деформациям при косвенном сетчатом армировании. Тензометры, поставленные на планки, показали, что напряжения в них доходили почти до предела текучести. Все эти данные говорят, что обойма участвует в работе так же, как и косвенное сетчатое армирование, почему для расчета ее эффективности может быть предложена формула, аналогичная формуле (3.2):

$$R_{\text{арм}} = R + \beta p.$$

При ширине квадратного столба b и расстоянии между планками c процент армирования может быть определен из рассмотрения объема металла и кладки, приходящихся на 1 ярус планок:

$$\frac{p}{100} = \frac{4F_a b}{cb^2} = \frac{4F_a}{cb}. \quad (3.35)$$

Анализ числовых результатов испытаний дал значение: $\beta = 37,5 \text{ кг/см}^2$ или $\frac{1,5\sigma_T}{100}$. Эта величина вдвое ниже, чем при сетчатом армировании, где

$\beta = \frac{3\sigma_T}{100}$. Она ниже также эффективности спиральной обоймы в железобетонных круглых обоймах, которая нормами на железобетонные конструкции оценивается в $2,5\sigma_T$. Снижение эффективности должно быть отнесено за счет прямоугольной формы обоймы, которая могла работать в основном по диагоналям сечения столба, так как поперечному расширению в других направлениях обойма не оказывает достаточного сопротивления. Кроме того расстояние между планками было значительно больше, чем между сетками при сетчатом армировании и между витками спирали при спиральной обойме. Жесткость уголков недостаточна для равномерного распределения на кладку значительных сосредоточенных сил от натяжения поперечных планок, которые доходили в каждой планке до 12,5 т. Анализ передачи давления через жесткие подкладки показывает, что давление может приниматься равномерно распределенным при расстоянии между сосредоточенными силами s , определяемом по формуле:

$$s = \pi \sqrt[3]{\frac{E'J'}{E_0 b_0}}, \quad (3.36)$$

где $E'J'$ — жесткость металлических уголков;

E_0 — модуль упругости кладки;

b_0 — толщина кладки, на которую передается давление от балки.

В нашем случае давление на внутреннее квадратное ядро кладки передается через треугольные призмы (рис. 3.15).

Величина b_0 в формуле принимается для прямоугольного сечения, эквивалентного по моменту инерции треугольной призмы. Момент инерции треугольной призмы при высоте h и основании a будет $\frac{ah^3}{36}$. Эквивалентное треугольному прямоугольное сечение при высоте h должно иметь

ширину $\frac{a}{3}$. В нашем случае $a = \frac{b\sqrt{2}}{2}$ и $b_0 = \frac{b\sqrt{2}}{6} = 0,24b$. В экспери-

ментальных образцах $c = 3,5s$, т.е. давление через уголок передавалось на кладку неравномерно, что было одной из причин снижения эффектив-

ности. Ввиду недостаточного количества экспериментов мы не имеем опытных данных для установления зависимости между коэффициентом эффективности обоймы и расстоянием между обоймами s . Поэтому пока приходится ограничиться только установлением формулы для частного случая, которая получена из (3.35) путем введения коэффициента запаса 3:

$$[\sigma]_{\text{арм}} = [\sigma] + 12,5p. \quad (3.37)$$

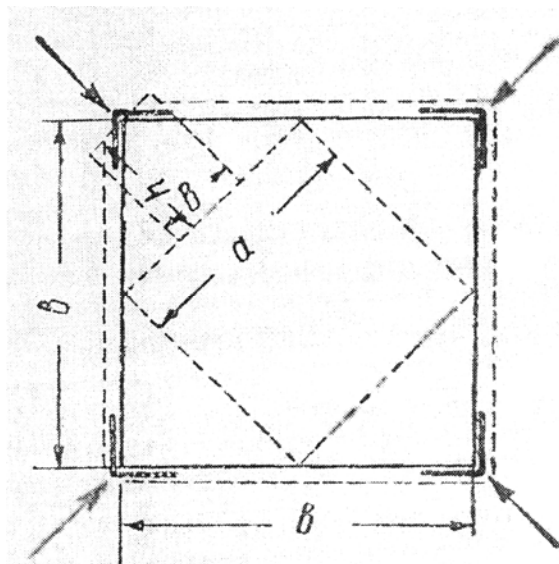


Рис. 3.15. Схема расчета жесткости уголков металлической обоймы

Эта формула может применяться при расстоянии между обоймами $s \leq 3,5s$ по формуле (3.36), но не более толщины столба. Сближение обойм, без сомнения, должно повысить эффективность обоймы, однако мы не располагаем опытными данными для учета этого повышения. В нашем расчете остается неиспользованным для восприятия продольных усилий сечение уголков обоймы, назначение которых – распределение давления от планок на кладку. Чтобы использовать уголки для восприятия продольной силы, они должны быть включены в работу посредством приваренных по концам уголков, опирающихся непосредственно на кладку. В этом случае допускаемое давление на кладку определяется:

$$[\sigma]_{\text{арм}} = [\sigma] + 8p' + 12,5p \text{ кг/см}^2, \quad (3.38)$$

где p' – процент армирования продольной арматуры;

p – косвенной арматуры по формуле (3.35).

Могут быть предложены два способа устройства металлических обойм в зависимости от того, делается ли обойма одновременно с кладкой, или ставится потом для усиления кладки. В первом случае обойма готовится отдельно в виде легкой металлической колонны из уголков с планками, устанавливается на место и заполняется кладкой. Опыт показал, что

никаких затруднений для каменщика при закладке каркаса не встречается. Наоборот, каркас является направляющим шаблоном для кладки и ускоряет работу. При усилении уже выведенных столбов обойма ставится следующим образом. Углы столба оштукатуриваются под правило цементным раствором 1:3 и в свежий раствор утапливаются уголки обоймы, которая временно стягивается проволокой в нескольких уровнях. После этого привариваются поперечные планки.

Если рассчитывается усиление уже частично разрушенных столбов, то в формулах (3.37) и (3.38) $[\sigma]$ снижается в соответствии со степенью разрушения и при значительном разрушении принимается равным нулю.

Помимо металлических обойм для усиления кирпичных столбов часто применяются железобетонные обоймы. Экспериментальных данных для анализа их работы не имеется вовсе, почему приходится соблюдать при расчете известную осторожность, пользуясь данными для металлических обойм и опытом применения.

Можно пользоваться формулами (3.37) и (3.38) в зависимости от того, передается на обойму непосредственно сверху или снизу давление или нет. При большой степени разрушения кладки, когда $[\sigma] = 0$, может оказаться более выгодным при наличии надлежащего опирания рассчитывать обойму как пустотелую железобетонную колонну с коэффициентом запас 2,2. В этом случае при наличии хомутов, проходящих через дыры в кладке, можно при расчете оболочки не учитывать продольного изгиба стенок.

Толщина железобетонной обоймы делается в 6-10 см. При расчете обоймы учитывается только арматура. Бетон служит для распределения давления. В тех случаях, когда требуется небольшое усилие и обойма делается из тонкой проволоки, можно ограничиться нанесением цементной штукатурки слоем 2-3 см.

При усилении металлическими или железобетонными обоймами колонн прямоугольного сечения с отношением сторон более 1,5 необходимо в теле столба по широким сторонам пропускать мощные поперечные связи, по сечению равные двойному сечению арматуры обоймы на высоте, соответствующей расстоянию между поперечными связями. Эти связи при расчете включаются в сечение косвенной арматуры. Связи должны делить вытянутое сечение на прямоугольники, близкие к квадрату. Расстояние между связями по высоте должно быть не более меньшего размера сечения и может быть увеличено при большой жесткости стягиваемых вспомогательных балок. На рис. 3.16 показано усиление широкого простенка железобетонной обоймой и швеллерами. В начале пробиваются дыры и закладываются поперечные связи с болтовой нарезкой по концам. После этого оштукатуривают цементным раствором вертикальные полосы в местах установки швеллеров и в свежий раствор ставятся швеллеры с пропуском через отверстия концов связей, которые плотно закрепляются гайками. При

обоймах без швеллеров концы связей снабжаются широкими шайбами, которые заделываются в бетон.

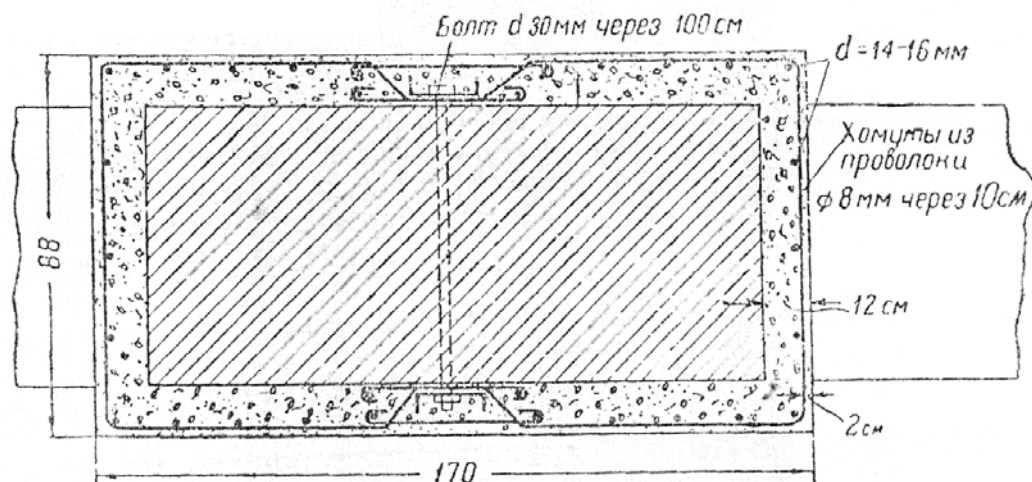


Рис. 3.16. Усиление железобетонной обоймой разрушенного кирпичного простенка (ввиду большой ширины простенка даны поперечные связи из болтов $d = 30$ мм, закрепленных в вертикальных швеллерах)

Расчет столбов, усиленных обоймами, на продольный изгиб и внецентренное сжатие производится по формулам для сетчатого армирования столбов (3.8). Коэффициенты φ принимаются исходя из $\alpha = \frac{E_0}{R_{арм}}$ по табл. 3.1.

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ

4.1. Минимальные толщины стен и столбов

Нормы проектирования каменных конструкций всех стран устанавливают минимальные толщины стен в зависимости от высоты или этажности зданий. Эти требования возникли еще в том период строительства, когда расчет стен на прочность не производился. Наиболее легкие конструкции несущих стен, принятые в США, относятся к периоду возведения зданий с несущими стенами до 7 этажей 1900-1909 гг., когда еще металлические каркасы не вытеснили несущих стен в многоэтажных зданиях. Весьма легкие стены возводятся во Франции и Испании, где теплый климат создал предпосылки для значительного облегчения стен. В Москве в зданиях довоенного времени стены верхних этажей делались: наружные – в 2½ кирпича и внутренние – в 2 кирпича. К низу стены через каждые 2 этажа утолщались на ½ кирпича.

Следует отметить, что облегчение наружных стен тормозится отсутствием легких эффективных стеновых материалов для капитального строительства. Облегчение внутренних стен задержалось из-за необоснованного ограничения минимальной толщины стен прежними нормами, устанавливавшими минимальное отношение высоты к толщине 10, что исключало полностью из строительства стены в 1 кирпич. Между тем эти стены, как показывает практика иностранного строительства и наши опыты, обладают большой прочностью и устойчивостью и могут служить даже несущими стенами для междуэтажных перекрытий.

Действующими нормами проектирования каменных конструкций установлены минимальные толщины стен более прогрессивные по сравнению с германскими нормами, но еще уступающие нормам США. Тем не менее они идут впереди практики нашего строительства и потому являются не ограничением, а скорее стимулом для облегчения стен. Минимальные толщины стен многоэтажных зданий из материалов I и II групп с жесткой конструктивной схемой (гражданского типа), установленные нашими нормами, приводятся в табл. 4.1. При этом надо иметь в виду, что данные табл. 4.1 не заменяют расчета, а служат только для предварительного назначения толщины стен. Во всех случаях требуется проверка расчетом напряжений в кладке.

Т а б л и ц а 4 . 1

Минимальные толщины бескаркасных стен в см

№ этажей от верха	При высоте этажа до 3,6 м			При высоте этажа до 4,2 м		
	Общая высота от верха, м (включая карниз)	Наружные стены при толщине вверху		Общая высота от верха, м (включая карниз)	Наружные стены при толщине вверху	
		51 см	38 см		51 см	38 см
1	4,6	51	38	5,2	51	38
2	8,2	51	38	9,4	51	38
3	11,6	51	38	13,6	51	38
4	15,4	51	38	17,8	51	38
5	19,0	64	38	22,0	64	51
6	22,6	64	51	26,2	64	51
7	26,2	64	51	30,4	77	64
8	29,8	64	51	34,6	77	64
9	33,4	77	64	38,8	90	77
10	37,0	77	64	-	-	-
11	40,6	90	77	-	-	-
12	44,2	90	77	-	-	-

При использовании табл. 4.1 могут встретиться случаи, требующие дополнительных указаний, а именно:

а) при кладке стен из материалов, отличающихся по размерам от кирпича, толщины стен можно округлять в меньшую сторону в пределах до 10 %;

б) при высоте этажа, отличающегося от указанных в таблице высот, а также при высоких карнизах и парапетах следует при назначении толщины стен руководствоваться указанной в таблице общей высотой здания от карниза;

в) таблица годится для любой этажности, причем принимается во внимание верхняя часть таблицы, считая число этажей сверху.

В нормах дается указание, что при применении материалов высокой прочности: кирпича марки М150 и выше, бетонных камней марки М100 и выше на растворах марки М30 и выше разрешается отступать от таблицы в сторону облегчения стен.

Минимальная толщина стен не ограничивается также и в случаях частого расположения поперечных стен или других устойчивых конструкций, на которые при ветровых нагрузках опираются стены, когда расстояние между этими конструкциями не превосходит величину md .

Хотя в табл. 4.1 указана толщина наружных стен 51 и 38 см, но она не исключает применения в трех верхних этажах более облегченных стен, которые могут получиться по теплотехническому расчету при применении эффективных теплоизоляционных материалов.

Для материалов III группы, имеющих по преимуществу местное значение и применяемых в малоэтажном строительстве, практикой установлены минимальные толщины стен для каждого материала по местным условиям. Для бутовой кладки минимальная толщина стен принимается 50 см для постелистого камня и 60 см для рваного камня. Практика строительства на Кавказе и в Крыму показывает, что при применении бута-плитняка с двумя параллельными постелями и при хорошей перевязке толщина стен может быть уменьшена до 35-40 см.

Для каменных столбов из всех материалов установлены большие ограничения, чем для стен, как по гибкости, так и по минимальным размерам. Это объясняется более ответственной службой столбов в здании по сравнению со стенами; в случае пожара ослабление столбов получается большее, так как периметр наружной части, поврежденной огнем, для них по сравнению с площадью сечения больше, чем для стен. Кроме того каменные столбы имеют меньшую массу, чем участки стен, и отдельные случайные удары во время производства работ и при эксплуатации могут оказаться для них более опасным, чем для стен. Минимальные гибкости для столбов указаны в табл. 4.2.

Т а б л и ц а 4 . 2

Максимальные отношения высоты к меньшей стороне сечения
и к меньшему радиусу инерции для каменных столбов

Меньший размер сечения и марка раствора	Группы кладок			
	I		II и III	
	h/d	h/r	h/d	h/r
При $d \geq 70$ см и растворе марки не ниже М30	15	52	10	35
При $d \geq 50$ см и растворе марки не ниже М30	12	42	8	28
В остальных случаях	10	35	7	23

Для столбов из постелистого бута на любых растворах максимальная гибкость не должна быть выше 7.

Минимальные сечения несущих каменных столбов установлены следующие:

из кладок I и II групп – 38×51 см

из кладок III групп – 60×60 см.

В практике строительства в отдельных случаях, например для декоративных целей (колонны, поддерживающие балконы и т.п.) или при малых нагрузках и высотах (цокольные столбики одноэтажных зданий), приме-

няются и более тонкие столбы. В этих случаях требуется повышенное качество работ и допускаемые напряжения снижаются на 30 %.

Узкие междуоконные простенки при отношении сторон сечения меньше 2 должны рассматриваться в пределах от перемычки до подоконника в отношении предельной гибкости как столбы и должны в направлениях минимального размера сечения удовлетворять требованиям табл. 4.2. Минимальные сечения несущих простенков должны быть не менее:

из кладок I и II групп – 38×25 см

из кладок III групп – 50×60 см.

При подсчете сечения и установления размеров простенка наружные четверти не включаются.

Неармированные простенки меньшего сечения из кладки рассматриваются как декоративные и не включаются в расчетную площадь сечения стены. Если они служат каменными импостами, разделяющими оконный проем на несколько меньших, то перемычка должна рассчитываться в предположении передачи нагрузки только на основные широкие простенки стены.

Высокие и тонкие простенки и столбы, устойчивость которых обеспечивается только при наличии перекрытий, покрытий или перемычек в процессе производства вплоть до возведения этих закрепляющих их положение конструкций, должны иметь временное крепление, о чем делается указание на рабочих чертежах.

Все перечисленные в этом пункте ограничения сечения и высоты стен и столбов относятся только к неармированным каменным конструкциям. В случае продольного армирования величины гибкости могут быть значительно повышены и доведены до пределов, принятых для железобетонных конструкций.

4.2. Определение изгибающих моментов в стенах от междуэтажных перекрытий и изменения сечения конструкций по высоте

Как правило, междуэтажные перекрытия нагружают стены внецентренно. Глубина заделки конструкций перекрытий в стены определяется техническими условиями для перекрытий. Для балок и прогонов, несущих большие нагрузки производится специальная проверка местных напряжений под опорой балки. В результате этой проверки может потребоваться в отдельных случаях увеличение глубины заделки и укладка распределительных плит. Заделка же балок для обычных конструкций междуэтажных перекрытий производится без расчета, и глубина ее назначается по конструктивным соображениям применительно к табл. 4.3.

Т а б л и ц а 4.3

Глубина заделки конструкций междуэтажных перекрытий,
принятая в практике строительства (h – высота балки или плиты)

Наименование конструкций перекрытия	Глубина заделки в кирпичные стены
Деревянные балки брусчатые и бревенчатые	$(0,7-0,8)h$
Дощатые балки	10-12 см
Деревоплита	10-12 см
Железные балки	h
Железобетонные балки	$0,8h-h$
Железобетонный балочный настил	12 см
Железобетонная без балочная плита	h
Железобетонная плита по балкам	$(0,7-0,8)h$

Для определения момента от опорного давления перекрытия необходимо знать положение равнодействующей распределенного под концом балки давления. Точное решение этой задачи представляет значительные трудности, так как эпюра давления зависит от угла поворота конца балки при ее прогибе под нагрузкой, от соотношения упругих свойств балки и кладки и от глубины заделки. Для случаев заделки обычных междуэтажных перекрытий при глубине заделки в пределах, предусмотренных табл. 4.2, принимается для практических расчетов треугольная эпюра давления (рис. 4.1). Опорное давление возрастает от нуля под концом балки до максимума у края гнезда. Равнодействующая принимается на расстоянии $1/3$ глубины заделки от края стены. При толщине стены d и глубине заделки c эксцентриситет опорной реакции балки по отношению к оси стены составляет:

$$e = \frac{d}{2} - \frac{c}{3}. \quad (4.1)$$

При более глубокой заделке балок в формуле (4.1) принимается глубина заделки c по табл. 4.1, а не действительная. Для уменьшения эксцентриситетов от давления балок и ферм применяются иногда специальные опорные подкладки шарнирные и тангенциальные (рис. 4.2,а), которые фиксируют положение опорной реакции от прогона или фермы и переносят его в глубь стены. Более примитивным решением, но тем не менее дающим хорошие результаты, является заделка в кладку вдоль стены обрезков железных балок с закладкой со стороны края стены под балку перекрытия просмоленной деревянной доски (рис. 4.2,б). В этом случае разница в модулях упругости металла и дерева поперек волокон приводит к тому, что и при наличии прогиба балки перекрытия опорная реакция центрируется на оси заделанной в кладку опорной балки.

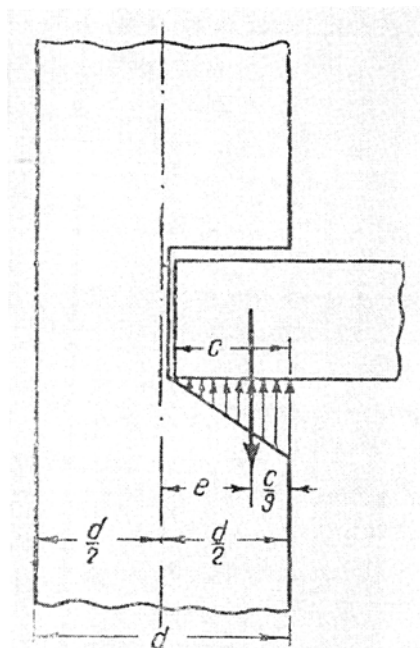


Рис. 4.1. Приближенная эпюра распределения давлений под концом балки, принимаемая при расчете стен

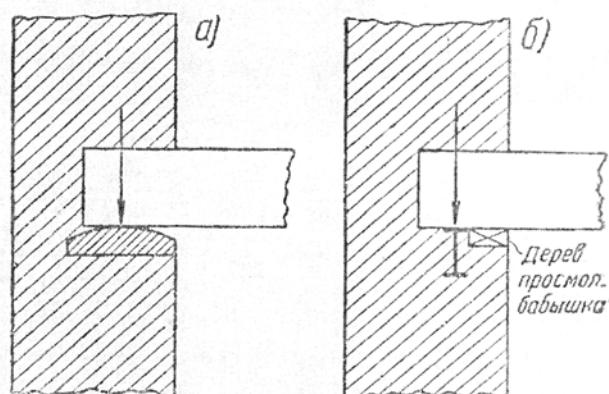


Рис. 4.2. Центрировка опорной реакции при опирании балки на тангенциальную подушку или обрезок металлической балки

Влияние несимметричного изменения сечения конструкции по высоте рассмотрим для двух случаев конструктивных схем:

а) для стен многоэтажного здания с жесткой схемой, в котором обычно изменение сечения происходит на уровне междуэтажных перекрытий, рассматриваемых как неподвижные опоры для стен. Реже встречаются случаи, когда изменение сечения по соображениям архитектурного оформления фасада дается по середине высоты этажа;

б) для стен одноэтажного здания большой высоты, не имеющего жесткой конструктивной схемы, в котором изменение сечения делается по высоте этажа.

Первый случай изменения сечения показан на рис. 4.3. Предполагается, что перекрытия делаются по ходу кладки или с небольшим отставанием от

возведения кладки. Таким образом к тому моменту, когда создается основная внецентренная нагрузка от верхних этажей, уже имеются опоры для стены в виде междуэтажных перекрытий.

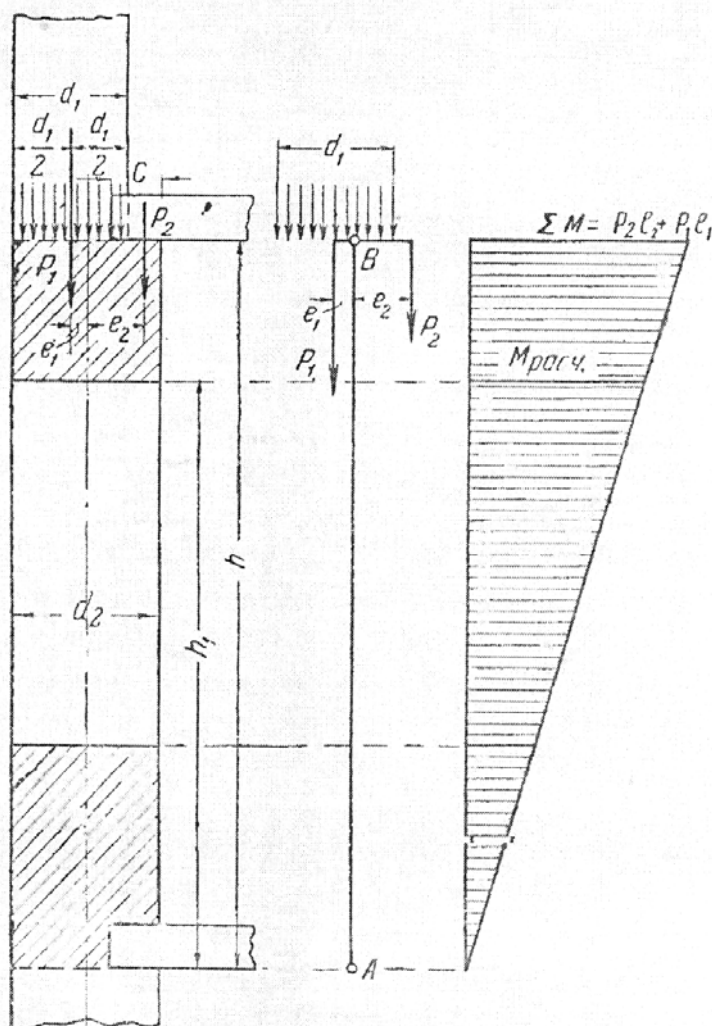


Рис. 4.3. Расчет стены многоэтажного здания с жесткой конструктивной схемой при изменении толщины стены на уровне многоэтажного перекрытия

При принятой схеме упрощенного расчета, когда стена рассматривается как разрезная вертикальная балка, шарнирно опирающаяся при действии боковой и внецентренной нагрузки на перекрытия, эпюра моментов от внецентренных нагрузок, приложенных в верхней части стены, имеет вид треугольника. Следовательно в нижней части стены момент отсутствует, давление распределяется равномерно и равнодействующая давления приложена в центре тяжести нижнего сечения стены на уровне перекрытия. Отсюда следует, что если сечение стены не меняется или при изменении сечения ось стены не смещается, изгибающий момент от верхних этажей отсутствует, несмотря на наличие внецентренных нагрузок в каждом этаже. Моменты от этих внецентренных нагрузок для шарнирных балок, погашаются реакциями опор и через шарнир не передаются.

Если же ось стены смещается, то вся нагрузка от верхних этажей принимается приложенной в центре тяжести сечения стены, примыкающей сверху. Эта нагрузка вызывает изгибающий момент в стене рассматриваемого этажа $M = Pe$, где P нагрузка от всех верхних этажей и e – смещение оси. Для случая, показанного на рис. 4.3, смещение оси получается как полуразность толщин:

$$e = \frac{d_2 - d_1}{2}. \quad (4.2)$$

В этом же сечении имеет место и момент от междуэтажного перекрытия. Полный момент представляет собой алгебраическую сумму этих моментов. Необходимо правильно учитывать знак момента. Для случая, показанного на рис. 4.3, моменты имеют разные знаки и следовательно численные значения моментов вычитаются. Наибольшие напряжения имеют место под перекрытием или в верхнем сечении простенка под перемычкой. В последнем случае они могут быть определены из подобия треугольников:

$$M_{\text{расч}} = M \frac{h'}{h}. \quad (4.3)$$

Вся схема расчета существенно меняется, если в отступление от технических правил балки укладываются после возведения стен на значительную высоту. И в этом случае нагрузка от междуэтажных перекрытий может приниматься по треугольнику для каждого этажа, так как она прилагается после укладки бетона. Что же касается нагрузки от кладки верхних этажей, то при отсутствии перекрытия и смещении оси стены моменты от веса кладки верхних этажей будут складываться. Следовательно изгибающие моменты будут значительно выше, чем это следует из указанного выше метода расчета. Отсюда видно, насколько опасно может быть в некоторых случаях возведение стен многоэтажных зданий без устройства перекрытий по ходу кладки. Если здание будет возведено без устройства перекрытий по ходу кладки, то необходимо произвести перерасчет стен в соответствии с фактической последовательностью производства работ.

При гибкости стены больше 11 необходимо учитывать моменты от ветровой нагрузки. Принимая и здесь шарнирную схему, мы получаем изменения момента по параболе:

$$M = \frac{qx(h-x)}{2}. \quad (4.4)$$

При отсутствии междуэтажных перекрытий стена работает как консольная балка, и момент выражается формулой:

$$M = \frac{qx^2}{2}. \quad (4.5)$$

Максимальный момент получается внизу и составляет $\frac{qh_0^2}{2}$, где h_0 – сумма высот этажей, выведенных без устройства перекрытий. При большом расстоянии между поперечными стенами этот момент может достигать значительной величины и привести при большой ветровой нагрузке к обрушению стены. Сравнительно немногочисленные аварии стен кирпичных зданий, возводимых без перекрытий, объясняются тем, что расчетные ветровые нагрузки возникают редко.

При изменении сечения стены в пределах этажа мы получаем эпюру моментов, показанную на рис. 4.4. Ось стены имеет в одном из сечений смещение. Следовательно стена работает как коленчатый стержень, свободный опертый на двух шарнирах. Давление от веса верхних этажей передается от шарнира к шарниру по прямой линии и следовательно будет эксцентрично относительно осей обоих участков стены. Наибольшие моменты будут в месте пересечения направления силы с коленом, т.е. в месте изменения толщины стены. Здесь моменты равны Pe_1 и Pe_2 , где $e_1 + e_2 = e$. К обеим опорам момент будет уменьшаться по закону треугольника и в шарнирах будет равен нулю. Момент от междуэтажного перекрытия, как и в предыдущем случае, выражается треугольником. Кроме того должен быть учтен момент от веса верхнего участка кладки Q_1 .

Так как эта кладка неизбежно выводится до устройства верхнего перекрытия, то стена работает на моментную нагрузку от веса Q_1 как консольная балка, и эпюра моментов выражается прямоугольником с ординатой $M = Q_1e$. В следующем нижнем этаже этот момент сходит на нет по закону треугольника. Таким образом полная эпюра моментов в пределах рассматриваемого этажа получается как сумма двух эпюр, что показано на рис. 4.4.

Определяя изгибающие моменты в верхнем этаже, следует учитывать момент от карниза, приложенный к продолжению стены выше верхнего перекрытия, как к консоли. Этот момент при тяжелых карнизах с большим выносом может достигнуть значительной величины.

Изложенная выше схема расчета, дающая сравнительно небольшие изгибающие моменты в стенах, исходит из условия опирания стен на междуэтажные перекрытия. Для нагрузок от самих перекрытий такая схема действительна всегда. Что же касается случаев, когда внецентренная нагрузка создается смещением оси стены, то условия расчета резко изменяются, если перекрытия будут возводиться не по ходу кладки, а с опозданием, когда внецентренная нагрузка уже создает напряжения в стене всех нижних этажей и соответствующие деформации по схеме консольно заделанной в грунт балки. Последующая установка перекрытий изменит условия передачи нагрузки только для тех нагрузок, которые будут приложены после, но не может изменить уже создавшегося ранее

напряженного состояния. Поэтому если вообще рекомендуется для обеспечения устойчивости здания во время производства работ укладывать балки перекрытий по ходу кладки, то это безусловно необходимо для перекрытий, на уровне которых происходит смещение оси стены.

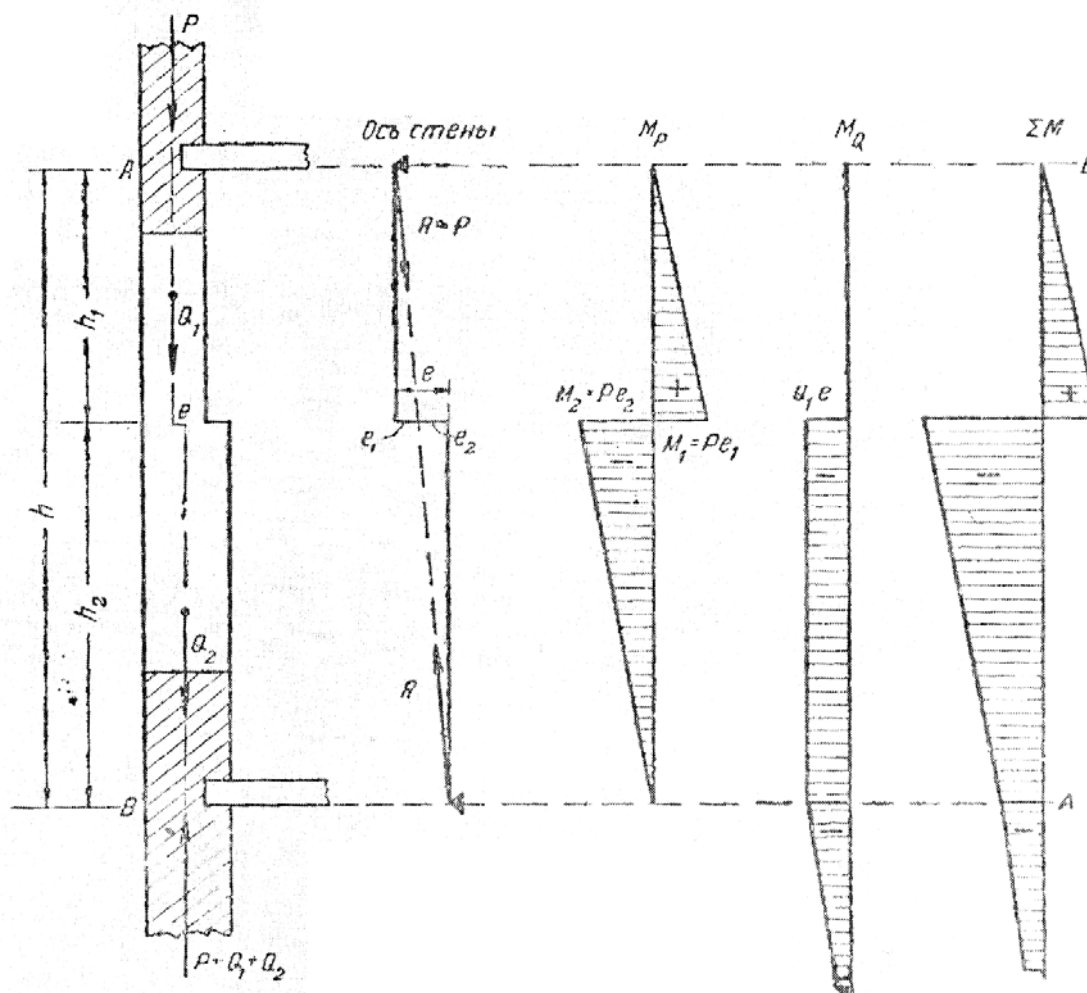


Рис. 4.4. Расчет стены многоэтажного здания с жесткой конструктивной схемой при изменении толщины стены в пределах высоты этажа

При расчете закрепления анкеров карнизов в незаконченном здании обычно принимается худший случай, т.е. отсутствие чердачного перекрытия. Для создания устойчивости карниза могут быть использованы несгораемые чердачные перекрытия, но в этом случае даются четкие указания на чертежах и принятой последовательности возведения здания в карнизном узле.

Пример 4.1. Провести расчет стены многоэтажного жилого дома с жесткой конструктивной схемой при следующих данных (рис. 4.3):

$$d_2 = 0,64 \text{ м}$$

$$h = 3,60 \text{ м}$$

$$P_1 = 45 \text{ т}$$

$$d_1 = 0,51 \text{ м}$$

$$h_1 = 2,80 \text{ м}$$

$$P_2 = 4,5 \text{ т}$$

ширина простенка $b = 1,20$ м $c = 0,24$ м $Q = 3,5$ т.

Кирпич марки М75.

Решение. Определяем изгибающие моменты на уровне низа балок перекрытия.

Момент от стены верхних этажей:

$$e_1 = \frac{d_2 - d_1}{2} = \frac{0,64 - 0,51}{2} = 0,065 \text{ м};$$

$$M_1 = -P_1 e_1 = -45 \cdot 0,065 = -2,92 \text{ т·м.}$$

Момент от перекрытия:

$$e_2 = \frac{d_2}{2} - \frac{c}{3} = \frac{0,64}{2} - \frac{0,24}{3} = 0,24 \text{ м};$$

$$M_2 = 4,5 \cdot 0,24 = 1,08 \text{ т·м.}$$

Суммарный момент на уровне перекрытия:

$$M = M_1 + M_2 = -2,92 + 1,08 = -1,84 \text{ т·м.}$$

Для симметричного сечения направление момента не имеет значения, поэтому в дальнейшем принимаем $M = 1,84$ т·м.

Опасное сечение будет в верхней части простенка.

Определяем расчетный момент для этого сечения из подобия треугольников:

$$M' = M \frac{h_1}{h} = 1,84 \frac{2,8}{3,6} = 1,43 \text{ т·м.}$$

Осевая сила в расчетном сечении N составляет:

$$N = P_1 + P_2 + Q = 45 + 4,5 + 3,5 = 53 \text{ т.}$$

Определяем гибкость стены $\frac{h}{d_2}$:

$$\frac{h}{d_2} = \frac{3,60}{0,64} = 5,6.$$

Так как $\frac{h}{d_2} < 11$, то учета момента от ветра не требуется.

Производим расчет простенка на внецентренное сжатие. Определяем эксцентриситет равнодействующей:

$$e = \frac{M'}{N} = \frac{1,43}{53} = 0,027 \text{ м.}$$

Сила не вышла из ядра сечения ($e < \frac{1}{6}d_1$), следовательно мы имеем первый случай внецентренного сжатия. Определяем краевое напряжение:

$$\sigma_{\max} = \frac{53000}{120,64} \left(1 + \frac{6 \cdot 2,7}{64}\right) = 8,6 \text{ кг/см}^2.$$

Коэффициент продольного изгиба принимаем для раствора марки М15-М30 для гибкости 5,6:

$$\varphi = 0,936;$$

$$k_1 = 1 + \frac{3e}{d_2} = 1 + \frac{3 \cdot 2,7}{64} = 1,127.$$

Определяем необходимое допускаемое напряжение:

$$\sigma_{\max} = [\sigma]k_1\varphi; \quad [\sigma] = \frac{\sigma_{\max}}{k_1\varphi} = \frac{8,6}{1,127 \cdot 0,936} = 8,2 \text{ кг/см}^2.$$

По таблице допускаемых напряжений подбираем для кирпича марки М75 раствор – марки М15, что дает $[\sigma] = 8 \text{ кг/см}^2$. Перенапряжение $0,2 \text{ кг/см}^2$ (2,5 %) может быть допущено.

Переходим теперь к группе зданий промышленного типа, не имеющих жесткой конструктивной схемы. Типичный случай приведен на рис. 4.5. Сечение стены по высоте меняется 3 раза, причем имеет место смещение оси стены.

При большой протяженности по сравнению с высотой поясов кладки перемычек и подоконников в расчетное включается не вся длина поясов, а только та часть, которая участвует в передаче вертикальной нагрузки. Если условно считать, что давление распределяется равномерно, то длина участка в каждую сторону от силы составляет $\frac{s}{2} = \frac{\pi h}{4}$, где h – высота пояса. Таким образом в рабочее сечение включается длина $b_0 + s$, где b_0 – ширина простенка. В промежуточных перемычках, примыкающих с двух сторон к простенкам (сверху и снизу) под h понимается половина высоты перемычки. Для расчета заменяем стены невесомым стержнем, ось которого совпадает с осью стены на отдельных участках по высоте. Вес, распределенный по высоте, заменим сосредоточенными силами Q_1, Q_2, Q_3 и Q_4 . Ввиду смещения осей стержень имеет коленчатую форму.

Делим нагрузки на две группы: а) силы, которые прилагаются к стене в процессе ее возведения; б) силы, прилагаемые после установки ферм, служащих ригелем в шарнирной раме и передающих некоторую часть нагрузки на другие элементы здания.

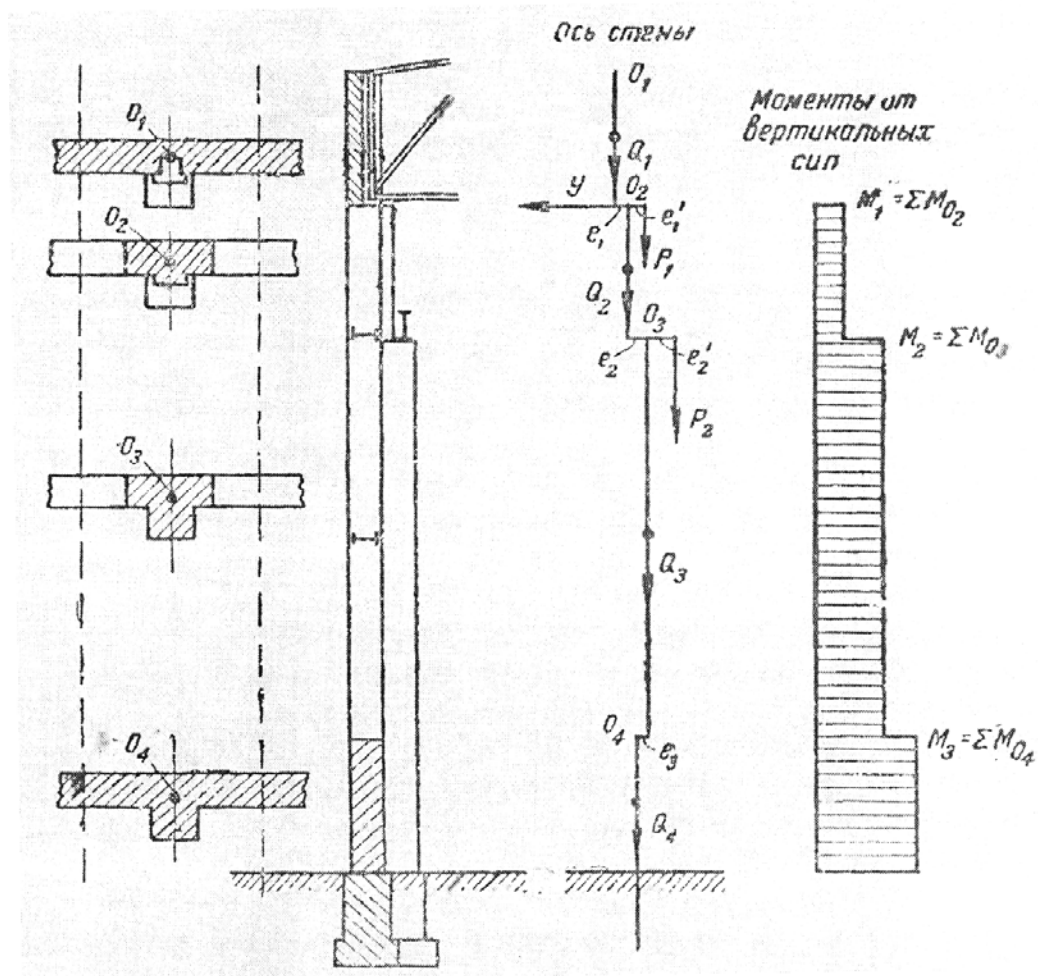


Рис. 4.5. Расчет стены промышленного здания с учетом смещения оси стены на различных уровнях

К первой группе сил относятся собственный вес стены и вес ферм. Момент и напряжения в стене от этих нагрузок возникают по схеме работы внецентренно нагруженной консольной балки, заделанной в грунт. Ввиду малой величины веса ферм по сравнению с величиной веса всего покрытия практически для упрощения расчета можно относить вес ферм ко второй группе сил. Ко второй группе сил относятся внецентренно вертикальные нагрузки от крана и верхнего покрытия и горизонтальная ветровая нагрузка. Все эти нагрузки вызывают силу Y , выражающую собой поддержку, которую оказывают рассчитываемой стене другие стены и колонны здания. На эти силы коленчатость оси стены не оказывает влияние. Заменяя действие фермы силой Y , мы можем далее рассматривать нашу стену как консольную балку. Составляет две эпюры моментов: а) от горизонтальных сил – ветра и Y ; б) от вертикальных сил. Последние моменты должны быть определены для каждого участка стены. Ввиду смещения оси моменты для различных участков стены от отдельных сил будут меняться в соответствии с изменением эксцентриситетов. Принимая наиболее невыгодные

комбинации нагрузок и складывая обе эпюры, получаем расчетную эпюру моментов.

Описанный выше метод расчета сводится к следующим операциям:

1) производим анализ временных нагрузок и выбираем наиболее невыгодную комбинацию их для различных участков стены. Делим постоянные нагрузки на прилагаемые до установки ферм и после таковой;

2) для выбранной группы сил, прилагаемых после установки ферм определяем тем или другим способом силу Y ;

3) для каждого сечения по высоте x определяем нормальную силу N , представляющую собой сумму всех вертикальных нагрузок, приложенных выше этого сечения; затем определяем изгибающий момент M от силы Y и ветровой и внецентренной нагрузок по формуле:

$$M = \frac{qa^2}{2} - Yx + \Sigma Pe. \quad (4.6)$$

Эксцентриситеты e для всех вертикальных сил P определяются относительно осей отдельных участков стены. Таким образом моменты от всех сил, действующих на стену, принимаются как для консольно заделанной балки. Влияние других элементов здания учитывается силой Y . При определении этой силы надо учитывать не все силы, а только те, которые прилагаются к конструкциям стены после установки ферм. Опасными сечениями являются верхнее или нижнее сечение простенков и нижнее сечение стены на уровне заделки стены в грунт. В этих сечениях и должны проверяться напряжения для наиболее невыгодных комбинаций нагрузок.

Пример 4.2. Произвести расчет наружной стены промышленного здания. Кладка стен из кирпича марки М75 на растворе марки М30. Кладка столбов из кирпича марки М100 на растворе марки М50 с продольной арматурой. Размеры показаны на рис. 4.6.

Решение. Стена рассчитывается как стойка шарнирной двухпролетной рамы с заделанными стойками.

Изменение сечения в различных участках стены создает смещение оси, показанное на рис. 4.6. Для нижнего участка стены (подоконник) высотой $h = 1$ м и длиной между осями простенков 4 м в работу включается только часть кладки:

$$b = b_0 + s = b_0 + \frac{\pi h}{2} = 0,64 + 1,57 = 2,21 \text{ м.}$$

Эта длина подоконника и включается в расчет.

Нагрузки, приложенные к другим стенам здания, оказывающие влияние на работу наружной стены:

а) внецентренная нагрузка от крана на средних столбах $P_{\min} = 4$ т с эксцентриситетом $e = 0,43$ м;

б) отсос ветра $0,4 \cdot 40 \cdot 4 = 64$ кг/м².

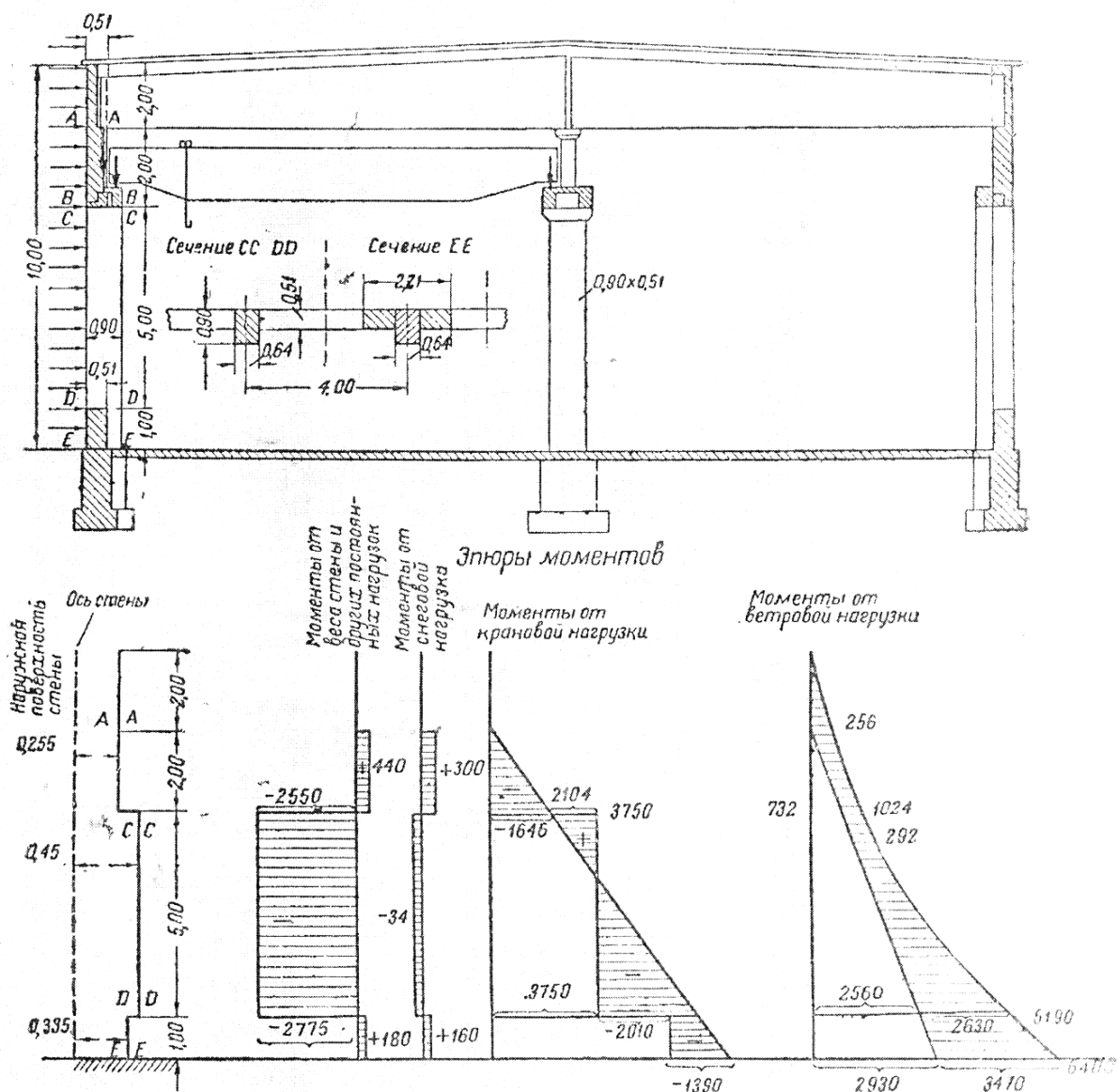


Рис. 4.6. Расчетная схема здания

4.2.1. Подсчет нагрузок, приложенных к наружной стене

Нагрузки	Величина в кг	Расстояние силы от наружной границы в м
А. Постоянная нагрузка		
Парапет	7000	0,255
Перекрышка	7000	0,255
Простенок	4900	0,45
Подоконник	4000	0,335
Подкрановая балка	1000	0,75
Ферма	600	0,43
Вес кровли	1900	0,43
Итого	26400	-

Б. Временные нагрузки		
Вес снега	1700	0,43
Давление от мостового крана ($P_{\max}$)	12500	0,75
Давление ветра на 1 п.м. высоты $q = 0,8 \cdot 40 \cdot 4 = 128 \text{ кг/м}$	-	-

4.2.2. Определение усилий в верхнем ригеле

Ось стены в месте заделки отстоит от наружной грани на 0,33 м, в верхнем шарнире на 0,255 м, Незначительность наклона не требует разложения вертикальных сил на продольные и поперечные.

Определяем усилия в ригеле как опорную реакцию балки на упругой опоре с заделкой другой опоры. Принимаем во внимание только силы, которые будут приложены после установки ферм. Вначале принимаем опору неподвижной и определяем ее реакцию B :

а) от давления ветра на участке от земли до низа ферм

$$B = \frac{3ql}{8} = \frac{3 \cdot 128 \cdot 8}{8} = 384 \text{ кг};$$

б) от давления ветра на парапет (учитываем эту нагрузку, как момент, приложенный в верхнем шарнире $M = 128 \cdot 2 = 256 \text{ кг}\cdot\text{м}$, и как поперечную силу, приложенную в верхнем шарнире $Q = 256 \text{ кг}$):

$$B = \frac{3M}{2l} + Q = \frac{3 \cdot 256}{2 \cdot 8} + 256 = 304 \text{ кг};$$

в) полная реакции от давления ветра

$$B = 384 + 304 = 688 \text{ кг};$$

г) от крановой нагрузки. Определяем момент от крановой нагрузки. Расстояние условной прямой оси стойки от наружной грани стены на уровне подкрановой балки

$$c = 0,255 + \frac{(0,335 - 0,255)^2}{8} = 0,27 \text{ м.}$$

Эксцентриситет крановой силы $e = 0,75 - 0,27 = 0,48 \text{ м}$.

Момент $M = 12500 \cdot 0,48 = 6000 \text{ кг}\cdot\text{м}$.

$$B = \frac{3M(l^2 - a^2)}{2l^3} = \frac{3 \cdot 6000(8^2 - 2^2)}{2 \cdot 8^3} = 1060 \text{ кг};$$

д) от веса кровли

$$M = 1900(0,43 - 0,255) = 330 \text{ кг}\cdot\text{м};$$

$$B = \frac{3M}{2l} = \frac{3 \cdot 330}{2 \cdot 8} = 62 \text{ кг};$$

е) от снеговой нагрузки:

$$M = 1700(0,43 - 0,255) = 300 \text{ кг}\cdot\text{м};$$

$$B = \frac{3M}{2l} = \frac{3 \cdot 300}{2 \cdot 8} = 56 \text{ кг}.$$

Определяем коэффициент упругого опирания μ :

$$\mu = \frac{E_1 J_1}{E_2 J_2 + E_3 J_3};$$

$$E_1 J_1 = \frac{0,8 \cdot 750 \cdot 3[\sigma]_1 \cdot 0,64 \cdot 0,9^3}{12} = E_3 J_3;$$

$$E_2 J_2 = \frac{0,8 \cdot 1000 \cdot 3[\sigma]_2 \cdot 0,51 \cdot 0,9^3}{12}.$$

Выражаем жесткости в относительных единицах:

$$E_1 J_1 : E_2 J_2 : E_3 J_3 = 750 \cdot 0,64 \cdot 10,5 : 1000 \cdot 0,51 \cdot 12 : 750 \cdot 0,64 \cdot 10,5 = \\ = 5,04 : 6,12 : 5,04.$$

$$\mu = \frac{5,04}{5,04 + 6,12} = 0,45.$$

Определяем упругие реакции ригеля по формуле:

$$Y = \frac{B}{1 + \mu};$$

1) от давления ветра $Y = \frac{688}{1 + 0,45} = 473 \text{ кг};$

2) от давления крана $Y = \frac{1060}{1 + 0,45} = 730 \text{ кг};$

3) от веса кровли $Y = \frac{62}{1 + 0,45} = 45 \text{ кг};$

4) от веса снега $Y = \frac{56}{1 + 0,45} = 40 \text{ кг}.$

Определяем силы Y' , вызываемые в ригеле нагрузками от сил, приложенных к другим стойкам рамы:

а) от крановой нагрузки

$$M' = 4000 \cdot 0,43 = 1720 \text{ кг}\cdot\text{м};$$

$$B' = \frac{3 \cdot 1720(8^2 - 2^2)}{2 \cdot 8^3} = 300 \text{ кг};$$

$$\mu' = \frac{6,12}{5,04 + 5,04} = 0,61.$$

Усилия в ригеле составляет:

$$Y' = \frac{B}{1 + \mu} = \frac{300}{1 + 0,61} = 186 \text{ кг}.$$

Ввиду одинаковой жесткости стен на переднюю стену передается половина усилия:

$$Y'' = \frac{186}{2} = 93 \text{ кг};$$

б) от отсоса ветра.

Так как здание симметрично, ветровая же нагрузка вдвое меньше, то $B' = \frac{B}{2}$, где B – уже найденная опорная реакция для активного ветрового давления 688 кг:

$$B' = -\frac{688}{2} = -344; \mu = 0,45.$$

Усилие в ригеле:

$$Y' = \frac{B'}{1 + \mu} = -\frac{344}{1 + 0,45} = -237 \text{ кг}.$$

Это усилие распределяется между наружной стеной и внутренним рядом столбов пропорционально жесткостям 5,04 и 6,12. Часть усилия, передающаяся через ригель на одну стену составляет:

$$Y'' = -237 \frac{5,04}{5,04 + 6,12} = -107 \text{ кг}.$$

Получаем суммарные усилия в ригеле:

1) от ветра $Y_1 = 473 - 107 = 366 \text{ кг};$

2) от крана $Y_2 = 730 + 93 = 823 \text{ кг};$

3) от кровли $Y_3 = 45 \text{ кг};$

4) от снега $Y_4 = 40 \text{ кг}.$

Всего: 1274 кг

4.2.3. Построение эпюр моментов

Моменты в различных сечениях создают наилучшие условия работы сечения при различных комбинациях временных и постоянных нагрузок. Поэтому для наглядности анализа наиболее неблагоприятных комбинаций нагрузок строим отдельные эпюры моментов для группы постоянных сил и для каждой временной силы в отдельности:

а) для постоянных сил ($M = \sum Pe - Y_3 x_1$).

Сечение A : $M = 0$; $N = 7000$ кг.

Сечение B' : $M = (600 + 1900)(0,43 - 0,255) = 440$ кг·м;

$N = 7000 + 600 + 1900 = 9500$ кг.

Сечение C : $M = (600 + 1900)(0,43 - 0,45) + 14000(0,255 - 0,45) + 1000(0,75 - 0,45) - 45 \cdot 2 = -2460 - 90 = -2550$ кг·м;

$N = 9500 + 7000 + 1000 = 17500$ кг.

Сечение D : $M = (600 + 1900)(0,43 - 0,45) + 14000(0,255 - 0,45) + 1000(0,75 - 0,45) - 45 \cdot 7 = -2460 - 315 = -2775$ кг·м;

$N = 17500 + 4900 = 22400$ кг.

Сечение E : $M = (600 + 1900)(0,43 - 0,335) + 14000(0,255 - 0,335) + 1000(0,45 - 0,335) - 45 \cdot 8 = 180 - 360 = -180$ кг·м;

$N = 22400 + 4000 = 26400$ кг.

б) для ветровой нагрузки ($M = \frac{qx^2}{2} - Y_1 x_1$).

Сечение A : $M = \frac{128 \cdot 2^2}{2} = 256$ кг·м.

Сечение B : $M = 256$ кг·м.

Сечение C : $M = \frac{128 \cdot 4^2}{2} - 366 \cdot 2 = 1024 - 732 = 292$ кг·м.

Сечение D : $M = \frac{128 \cdot 9^2}{2} - 366 \cdot 7 = 5190 - 2560 = 2630$ кг·м.

Сечение E : $M = \frac{128 \cdot 10^2}{2} - 366 \cdot 8 = 6400 - 2930 = 3470$ кг·м.

в) для крановой нагрузки ($M = Pe - Y_2 x_1$).

Сечение A и B : $M = 0$.

Сечение C : $M = 12500(0,75 - 0,45) - 823 \cdot 2 = 3750 - 1646 = 2104$ кг·м;
 $N = 12500$ кг.

Сечение D : $M = 12500(0,75 - 0,45) - 823 \cdot 7 = 3750 - 5760 = -2010$ кг·м;
 $N = 12500$ кг.

Сечение E : $M = 12500(0,75 - 0,335) - 823 \cdot 8 = 5190 - 6580 = -1390$ кг·м;
 $N = 12500$ кг.

г) для снеговой нагрузки

Сечение A : $M = 0$.

Сечение *B*: $M = 1700(0,43 - 0,255) = 300 \text{ кг}\cdot\text{м}$;

$N = 1700 \text{ кг}$.

Сечение *C*: $M = 1700(0,43 - 0,45) - 40 \cdot 2 = 220 \text{ кг}\cdot\text{м}$;

$N = 1700 \text{ кг}$.

Сечение *D*: $M = 1700(0,43 - 0,45) - 40 \cdot 7 = -34 - 280 = -314 \text{ кг}\cdot\text{м}$;

$N = 1700 \text{ кг}$.

Сечение *E*: $M = 1700(0,43 - 0,335) - 40 \cdot 8 = 160 - 320 = -160 \text{ кг}\cdot\text{м}$;

$N = 1700 \text{ кг}$.

4.2.4. Расчет сечений

Сечение *A*: $M = 256 \text{ кг}\cdot\text{м}$; $N = 1700 \text{ кг}$;

$$e = \frac{256}{7000} = 0,037 \text{ м} < \frac{d}{6}.$$

Ввиду малых напряжений и отсутствия растяжения расчет не требуется.

Сечение *B*: наибольший момент получается при действии всех нагрузок:

$$M = 440 + 256 + 300 = 996 \text{ кг}\cdot\text{м};$$

$$N = 9500 + 1700 = 11200 \text{ кг};$$

$$e = \frac{996}{11200} = 0,089 \text{ м} < \frac{d}{6}.$$

Ввиду малых напряжений и отсутствия растяжения расчет не требуется. Необходимо проверить местные напряжения под подушкой фермы.

Сечение *C*: $M = -2550 + 292 + 2104 + 220 = 66 \text{ кг}\cdot\text{м}$;

$$N = 17500 + 12500 + 1700 = 31700 \text{ кг};$$

$$e = \frac{66}{31700} = 0,002 \text{ м};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{31700}{64 \cdot 90} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,2}{90}\right) = 5,6 \text{ кг/см}^2.$$

Расчетная высота при продольном изгибе l_0 составляет $1,25h = 1,25 \cdot 8 = 10 \text{ м}$;

$$\frac{l_0}{d} = \frac{10}{0,9} = 11; \quad \varphi = 0,75; \quad k_1 = 1 + \frac{3 \cdot 0,2}{90} = 1,01;$$

$$[\sigma]' = [\sigma]\varphi k_1 = 10,5 \cdot 0,75 \cdot 1,01 = 7,9 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{\max} < [\sigma]'. \quad \square$$

Наибольший отрицательный момент возникает при отсутствии временных нагрузок:

$$M = -2500 \text{ кг}\cdot\text{м};$$

$$N = 17500 \text{ кг};$$

$$e = \frac{2550}{17500} = 0,146 \text{ м} < \frac{d}{6};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{17500}{64 \cdot 90} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,146}{0,9}\right) = 6,1 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{\max} < [\sigma]'$$

Сечение *D*: ни при каких возможных комбинациях нагрузок положительный момент не может возникнуть. Наибольший отрицательный момент получается при наличии всех нагрузок, кроме ветровой:

$$M = -2775 - 2010 - 314 = -5099 \text{ кг}\cdot\text{м};$$

$$N = 22400 + 12500 + 1700 = 36600 \text{ кг};$$

$$e = \frac{5099}{36600} = 0,139 \text{ м} < \frac{d}{6};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{36600}{64 \cdot 90} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,139}{0,9}\right) = 12,3 \text{ кг/см}^2;$$

$$k_1 = 1 + \frac{3 \cdot 0,139}{0,9} = 1,465; \quad \varphi = 0,75;$$

$$[\sigma]' = 10,5 \cdot 1,465 \cdot 0,75 = 11,5 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{\max} > [\sigma]'$$

Сечение простенка недостаточно.

Сечение *E*: наибольший положительный момент получается при отсутствии крановой и снеговой нагрузки:

$$M = -180 + 3470 = 3290 \text{ кг}\cdot\text{м};$$

$$N = 26400 \text{ кг};$$

$$e = \frac{3290}{26400} = 0,125 \text{ м};$$

$$a = 0,90 - 0,335 = 0,565 \text{ м}.$$

Для оценки положений равнодействующей определяем расстояние f границы ядра сечения от оси. Для этого вычисляем момент инерции и площадь сечения:

$$J = 69000000 \text{ см}^4; F = 13800 \text{ см}^2$$

и затем

$$f = \frac{r^2}{d - a} = \frac{J}{f(d - a)} = \frac{69000000}{13800(90 - 56,5)} = 14,8 \text{ см}.$$

Мы имеем первый случай внецентренного сжатия ($e < f$). Определяем для нашего сечения напряжения $\sigma_{\max}$:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{Ma}{J} = \frac{26400}{13800} + \frac{329000 \cdot 56,5}{6900000} = 1,9 + 2,7 = 4,6 \text{ кг/см}^2;$$

и найдем $[\sigma]'$:

$$\frac{l_0}{d} = 11; \quad \varphi = 0,75;$$

$$k_1 = 1 + 1,5 \frac{e}{a} = 1 + \frac{1,5 \cdot 0,125}{0,565} = 1,33;$$

$$[\sigma]' = [\sigma]\varphi k_1 = 10,5 \cdot 0,75 \cdot 1,33 = 10,4 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом напряжения в сечении удовлетворяет нормам:

$$\sigma_{\max} < [\sigma]'.$$

Наибольший отрицательный момент получается при отсутствии ветровой нагрузки:

$$M = -180 - 1390 - 160 = -1730 \text{ кг}\cdot\text{м};$$

$$N = 26400 + 12500 + 1700 = 40600 \text{ кг};$$

$$e = \frac{1730}{40600} = 0,043 \text{ м}; \quad a = 0,335 \text{ м}.$$

Расстояние до границы ядра сечения:

$$f = \frac{r^2}{d - a} = \frac{J}{F(d - a)} = \frac{6900000}{13800(90 - 33,5)} = 8,8 \text{ см}.$$

Мы имеем случай 1 внецентренного сжатия ($e < f$):

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{Ma}{J} = \frac{40600}{13800} + \frac{173000 \cdot 33,5}{6900000} = 2,9 + 0,97 = 3,8 \text{ кг/см}^2;$$

$$\frac{l_0}{d} = 11; \quad \varphi = 0,75;$$

$$k_1 = 1 + 1,5 \frac{e}{a} = 1 + \frac{1,5 \cdot 0,043}{0,335} = 1,19;$$

$$[\sigma]' = [\sigma]\varphi k_1 = 10,5 \cdot 0,75 \cdot 1,19 = 8,1 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{\max} < [\sigma]'.$$

В результате поверочного расчета мы установили перенапряжение в сечении D . Для устранения его может быть предложено:

а) увеличение ширины пилястра на полкирпича (0,77 м). Напряжения понизятся обратно пропорционально увеличению ширины:

$$\sigma_{\max} = \frac{12,3 \cdot 64}{77} = 10,2 \text{ кг/см}^2 < [\sigma];$$

б) повышение марки раствора до 50 кг/см² ($[\sigma] = 12 \text{ кг/см}^2$). Для марки М50 и $\frac{l_0}{d} = 11$; $\varphi = 0,78$; $k_1 = 1,465$;

$$[\sigma]' = [\sigma]\varphi k_1 = 12 \cdot 0,78 \cdot 1,465 = 13,7 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_{\max} < [\sigma]'.$$

В остальных сечениях имеет место недонапряжение, в связи с чем марка раствора могла бы быть снижена до 15 кг/см². Однако в стенах зданий с мостовыми кранами, создающими динамические нагрузки на кладку, применение марки раствора ниже 30 кг/см² не рекомендуется.

4.3. Учет продольного изгиба при расчете стен и столбов

4.3.1. Влияние опорных условий

При расчете стен каменных зданий на продольный изгиб мы встречаем разнообразные случаи, представляющие собой постепенный переход от стены, имеющей неподвижные верхнюю и нижнюю опоры, до отдельно стоящей стены, консольно заделанной в грунт. Согласно теории продольного изгиба влияние различных опорных условий может учитываться введением условной длины стержня. Мы имеем следующие 6 случаев, показанных на рис. 4.7:

а) стойка, заделанная одним концом

$$P_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 EJ}{4l^2};$$

б) консольная стойка, связанная шарнирно ригелем с другой параллельной стойкой той же жесткости

$$P_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 EJ}{2l^2};$$

в) стойка, заделанная одним концом и связанная шарнирно ригелем с двумя стойками

$$P_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 EJ}{1,4l^2};$$

г) стойка, свободно опертая двумя концами

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2};$$

д) стойка, с одним опертым, а другим заделанным концом

$$P_{кр} = \frac{2\pi^2 EJ}{l^2};$$

е) стойка, с двумя заделанными концами

$$P_{кр} = \frac{4\pi^2 EJ}{l^2}.$$

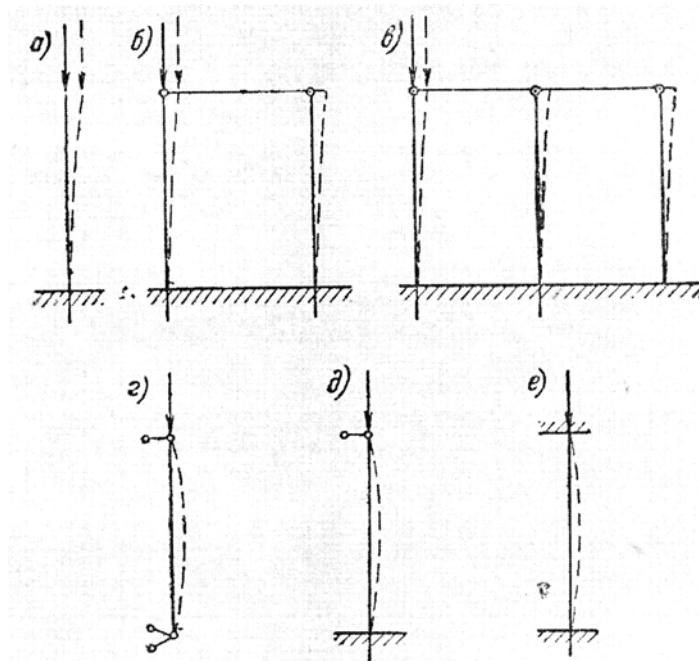


Рис. 4.7. Шесть случаев закрепления концов стержня при продольном изгибе

Для всех указанных случаев может быть применена одна общая формула:

$$P_{кр} = \frac{\pi^2 EJ}{(\mu l)^2} = \frac{\pi^2 EJ}{l_0^2}. \quad (4.7)$$

За основу в этой формуле принят случай «г» – стойка, свободно опертая двумя концами. К этому случаю могут быть приведены все остальные случаи посредством так называемой приведенной высоты стойки $l_0 = \mu l$. Коэффициенты приведения получаются из формул критической силы для различных случаев.

При расчете каменных конструкций за основу принимается случай стены с двумя шарнирными опорами (случай «г»). Для этого случая составлены в нормах таблицы коэффициентов продольного изгиба. Все же остальные случаи расчета приводятся к этому основному путем изменения расчетной высоты умножением на коэффициент приведения μ . Для стен

различных типов зданий, рассмотренных ранее, установлены следующие коэффициенты μ :

1) стены зданий с жесткой конструктивной схемой, у которых перекрытия могут рассматриваться как неподвижные опоры (случай «г»). Для них принимается $\mu = 1$;

2) стены зданий, не имеющих жесткой конструктивной схемы, у которых перекрытия рассматриваются как шарнирный ригель. Для однопролетных зданий (случай «б») нормами проектирования установлен коэффициент приведения $\mu = 1,50$ (теоретическая величина $\mu = \sqrt{2} = 1,41$), а для зданий с двумя и более пролетами (случай «в») $\mu = 1,25$ (теоретическая величина $\mu = \sqrt{1,44} = 1,2$);

3) стены, не связанные с перекрытиями и рассматриваемые как свободно стоящие. Для них коэффициент приведения $\mu = 2$.

Случаи «д» и «е» в расчетных каменных конструкциях обычно не используются, потому что жесткость заделки в грунт и жесткость заделываемых в кладку балок невелика по сравнению с большой жесткостью каменных конструкций и недостаточна, чтобы полностью устранить поворот концов стены. Частичная же заделка при расчете на продольный изгиб не учитывается (в запас прочности).

4.3.2. Учет собственного веса

Собственный вес кладки имеет большое значение во многих случаях расчета каменных конструкций. В многоэтажных зданиях вес кладки верхних этажей приводится к сосредоточенной силе, приложенной к верхней части стены; это приближает схему нагрузки к обычной схеме, принятой при выводе формул продольного изгиба. Вес кладки в пределах этажа распределен по высоте и этот вес следовало бы при расчете на продольный изгиб учитывать особо. Однако подобный учет целесообразен только в тех случаях, когда распределенная по высоте нагрузка сравнительно велика, что бывает например в стенах одноэтажных зданий большой высоты.

Теоретическое решение задачи о продольном изгибе стержня с распределенной по высоте нагрузкой приводит к возможности замены распределенной нагрузки Q некоторой сосредоточенной силой P , приложенной на конце стержня (рис. 4.8) и дающую такую же критическую нагрузку. Величина силы P зависит от опорных условий стержня и от того, принимаем ли мы при расчете постоянный или переменный модуль упругости по формуле: $E = E_0(1 - \frac{\sigma}{1,1R})$. Она дана в табл. 4.3.

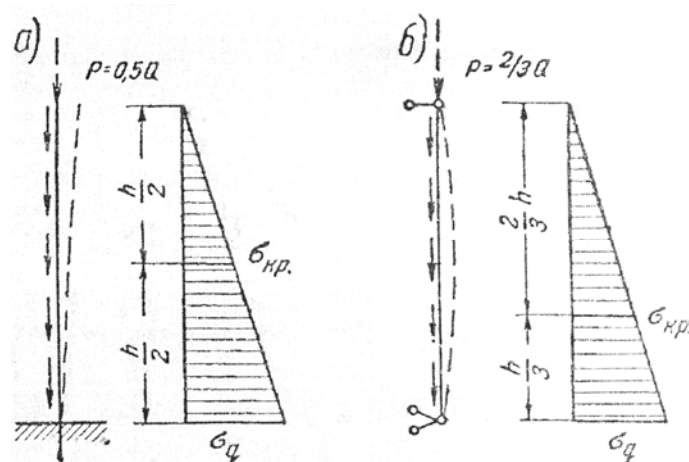


Рис. 4.8. Учет продольного изгиба при распределенной по высоте нагрузке (собственный вес):
а – стойка со свободным верхним концом;
б – стойка с двумя шарнирными опорами

Т а б л и ц а 4.3

Замена распределенной по высоте нагрузки, эквивалентной по продольному изгибу сосредоточенной нагрузкой на конце стойки

Условия опирания на концах	Эквивалентная нагрузка	
	при постоянном E	при переменном E
Стойка с двумя шарнирными опорами	0,53	0,67
Свободно стоящая стойка, заделанная одним концом	0,31	0,50

Если по высоте этажа отсутствуют моментные нагрузки, то расчет стены можно производить в сечении, где напряжения от собственного веса достигают величин, указанных в табл. 4.3. В каменных конструкциях, имеющих переменный модуль упругости, эти сечения будут на следующей высоте:

- а) для стен с верхней неподвижной опорой – на $1/3$ высоты снизу;
- б) для стен, с верхней упругой опорой или для стен, свободно стоящих, – на $1/2$ высоты.

В этих сечениях определяют напряжения от нагрузки P , приложенной сверху, и части собственного веса выше этого сечения. Продольный изгиб учитывается коэффициентами φ для полной высоты стойки с применением соответствующих коэффициентов приведения длины μ . В сечениях, расположенных ниже, напряжения от собственного веса больше, но влияние продольного изгиба меньше, почему мы получаем более благоприятные условия расчета, и эти сечения являются менее опасными. Тем не менее нижние сечения должны быть проверены на полную нагрузку, но без учета продольного изгиба. Так же подлежат проверке и другие сечения, если в

них ослабление проемами больше, чем в расчетном сечении на указанном выше уровне.

Другим практическим методом расчета для этих случаев является замена распределенной нагрузки сосредоточенной (по табл. 4.3) и расчет стены на нагрузку $P + P'$, приложенную сверху.

Используя эти методы расчета, надо иметь в виду, что при наличии изгибающих моментов опасные сечения по моментам могут не совпадать с опасными сечениями по продольному изгибу. Установление опасных сечений при совместном действии продольного изгиба и внецентренного сжатия и определение для этих сечений действительной величины коэффициентов φ требует сложных исследований. В этих исследованиях приходится учитывать, что величина допускаемых напряжений при внецентренном сжатии зависит от эксцентриситета e равнодействующей в рассматриваемом сечении (коэффициент $k_1 = 1 + \frac{3e}{d}$). Величина же e на различной высоте меняется в связи с изменением веса. Поэтому при наличии моментной нагрузки для упрощения расчетов принимается следующий условный метод расчета.

Коэффициент продольного изгиба φ в полной мере принимается при расчете стоек с двумя шарнирными опорами только для сечений от уровня $0,2h$ до $0,8h$. Для сечений на участках у опор коэффициент φ_1 принимается по интерполяции между φ и 1 по закону прямой:

$$\varphi_1 = 1 - \frac{(1 - \varphi)x}{0,2h},$$

где x – расстояние до верхней или нижней опоры.

В опорных сечениях продольный изгиб совсем не учитывается. Для консольных и упруго опертых стен продольный изгиб учитывается в полной мере только при расчете сечений на участке $0,6h$ от низа стены. На верхнем участке стены коэффициент φ_1 принимается по интерполяции между φ и 1:

$$\varphi_1 = 1 - \frac{(1 - \varphi)x}{0,4h},$$

где x – расстояние сечения от верха стены.

Коэффициент φ принимается для полной высоты стены с соответствующим коэффициентом μ .

Во всех же остальных сечениях продольный изгиб учитывается в полной мере. Что касается собственного веса, то он в каждом сечении и учитывается полностью от вышележащей кладки. В результате этого для каждого сечения определяется действительная продольная сила и изгибаю-

щий момент. Коэффициент же продольного изгиба условно принимается или постоянным, общим для всей конструкции, или для отдельных участков увеличенным, как указано выше. Такой метод расчета создает для отдельных сечений некоторые излишки запасов прочности.

4.3.3. Расчет на продольный изгиб при изменении жесткости стен и столбов в пределах этажа и при приложении нагрузок на различной высоте

При расчете стен и столбов одноэтажных промышленных зданий большой высоты часто встречаются случаи, когда сечение по высоте меняется. Типичным случаем является устройство мощных пилястр, поддерживающих подкрановые балки. На уровне подкрановой балки жесткость стен и колонн резко меняется. В других случаях необходимость увеличения толщины стены книзу вызывается большими горизонтальными нагрузками. Жесткость стен может также существенно измениться при переходе от цементных к сложным растворам и в других случаях изменения модуля упругости кладки. Изменение жесткости оказывает соответствующее влияние на продольный изгиб стен и должно учитываться при расчетах.

Другим обстоятельством, влияющим на продольный изгиб стен и столбов, является приложение части сосредоточенных нагрузок не в верхнем сечении, а на некотором уровне по высоте стены. Например, крановые нагрузки, которые при мощных кранах составляют преобладающую часть нагрузки стен и столбов промышленных зданий, приложены на уровне подкранового пути, располагаемого на высоте 0,5-0,9 от высоты стены. Чем ниже приложена крановая нагрузка, тем более облегчается работа стен на продольный изгиб.

В большинстве случаев практики при наличии крановых нагрузок влияние пониженного приложения нагрузки от кранов с избытком погашает влияние уменьшения жесткости верхних участков стен и столбов. Поэтому в таких случаях коэффициент продольного изгиба может приниматься для полной высоты этажа с моментом инерции по сечению основной нижней части стены.

Однако возможны и обратные случаи при большом ослаблении сечения и малом удельном весе крановых нагрузок, когда ослабление сечения не погашается понижением точки приложения части нагрузки и коэффициент продольного изгиба должен быть снижен.

Решение задачи устойчивости стоек с переменным сечением и с приложением нагрузок в пролете приводит к неудобным для целей практики трансцендентным уравнениям, которые могут быть решены подстановкой. Типичный для промышленных зданий случай показан на рис. 4.9. Влияние изменения сечения и приложения нагрузки на различных

уровнях может быть учтено введением поправочного коэффициента δ к обычному коэффициенту длины μ в формуле критической нагрузки:

$$(P + Q)_{\text{кр}} = \frac{\pi^2 EJ}{(\delta \mu l)^2}. \quad (4.8)$$

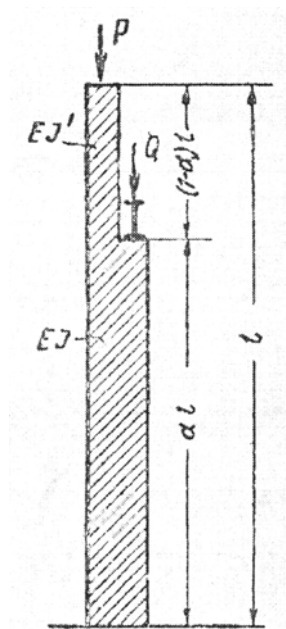


Рис. 4.9. Схема расчета на продольный изгиб стены со ступенчатым изменением сечения по высоте и с приложением части вертикальных нагрузок в пролете

Введем обозначения:

$$\alpha = \frac{l'}{l}; \quad \beta = \sqrt{\frac{E_1 J_1}{EJ}} \quad \text{и} \quad \gamma = \sqrt{1 + \frac{Q}{P}}.$$

Для определения величины δ выведено путем интегрирования дифференциальных уравнений изогнутой оси сжатой стойки следующее уравнение:

$$\operatorname{tg} \frac{\pi(1-\alpha)}{2\delta\beta\gamma} \operatorname{tg} \frac{\pi\alpha}{2\delta} = \frac{\gamma}{\beta}. \quad (4.9)$$

Зная α , β и γ , можно будет путем пробных подстановок определить величину δ . Эта величина может быть как больше, так и меньше единицы. В последнем случае влияние понижения уровня приложения части нагрузки Q оказывается больше, чем влияние ослабления сечения на верхнем участке стойки. Поэтому при расчете можно не только принимать жесткость по нижней части, но и снизить расчетную длину μl при определении гибкости.

Для облегчения работы проектировщика можно выделить случаи, когда δ заведомо меньше единицы. Они могут быть определены из уравнения (4.9) путем подстановки $\delta = 1$. Тогда уравнение (4.9) получает вид:

$$\operatorname{tg} \frac{\pi(1-\alpha)}{2\beta\gamma} \operatorname{tg} \frac{\pi\alpha}{2\delta} = \frac{\gamma}{\beta}. \quad (4.10)$$

Для заданных значений α и β можно установить, при каких значениях γ уравнение может быть удовлетворено. Коэффициенты γ выражают соотношение между двумя силами, нагружающими нашу стойку. Они приведены для различных значений α и β в табл. 4.4.

Т а б л и ц а 4 . 4

Предельные значения $\gamma = \sqrt{1 + \frac{Q}{P}}$, при которых понижение точки приложения силы Q погашает влияние ослабления верхней части стойки при продольном изгибе

$\beta \backslash \alpha$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,2	2,63	2,17	1,75	1,37	1,09	1,00
0,4	1,50	1,34	1,20	1,09	1,02	1,00
0,6	1,18	1,12	1,07	1,03	1,01	1,00
0,8	1,06	1,04	1,02	1,01	1,00	1,00
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Во всех случаях, когда при расчете соотношение сил P и Q таково, что γ больше величин, указанных в таблице, $\delta < 1$ и расчет на продольный изгиб можно вести по EJ для нижнего участка стойки. Для той же цели может служить график на рис. 4.10, который дает предельные отношения $\frac{Q}{P}$. В состав силы Q можно включать также половину собственного веса

верхнего участка стойки. Пользуясь этим графиком, надо иметь в виду, что если для заданного $\beta = \sqrt{\frac{E_1 J_1}{EJ}}$ отношение нагрузок $\xi = \frac{Q}{P}$ лежит выше

кривой для соответствующего $\alpha = \frac{l'}{l}$, то ослабление сечения в верхней части стены может не учитываться и коэффициент ϕ принимается для жесткости нижней неослабленной части стены EJ .

При отсутствии силы Q иногда бывает достаточно половины веса верхнего участка, чтобы удовлетворить требованиям табл. 4.4 и графика на рис. 4.10. Но в большинстве случаев при отсутствии силы Q ослабление

стены следует учитывать введением коэффициента δ . Для этого случая точное значение δ можно определить из уравнения (4.9), приняв $\gamma = 1$:

$$\operatorname{tg} \frac{\pi(1-\alpha)}{2\delta\beta} \operatorname{tg} \frac{\pi\alpha}{2\delta} = \frac{1}{\beta}. \quad (2.11)$$

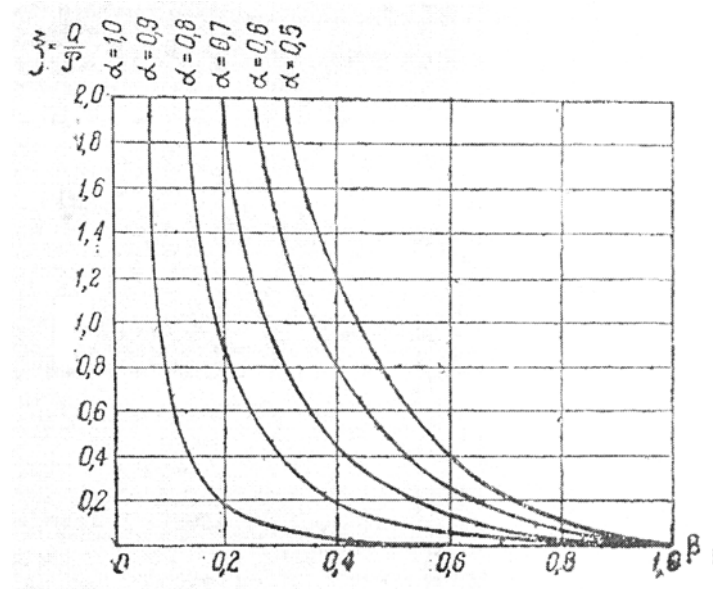


Рис. 4.10. График для определения соотношений нагрузок $\frac{Q}{P}$, при которых продольный изгиб может приниматься по нижнему (большому) сечению

Для такого случая инж. В.П. Манжаловским выведены приближенные формулы:

а) для колонны с двумя жесткостями (рис. 4.11,а)

$$\delta = \sqrt{1 + \frac{\pi^3 \lambda^3}{24l^3} \left(\frac{J}{J_1} - 1 \right)}; \quad (4.12)$$

б) для колонны с тремя жесткостями (рис. 4.11,б)

$$\delta = \sqrt{1 + \frac{\pi^3}{24l^3} \left[\lambda_1^3 \left(\frac{J_3}{J_1} - \frac{J_3}{J_2} \right) + \lambda_2^3 \left(\frac{J_3}{J_2} - 1 \right) \right]}. \quad (4.13)$$

Эти приближенные формулы дают несколько заниженные значения δ с отклонением до 10 %. Отклонения такого порядка погашаются тем, что часть нагрузки (собственный вес) распределена по высоте, почему эти формулы вполне могут применяться в случаях, когда нагрузка Q отсутствует или же соотношение $\frac{Q}{P}$ ниже требуемой таблицей или графиком (см. рис. 4.10).

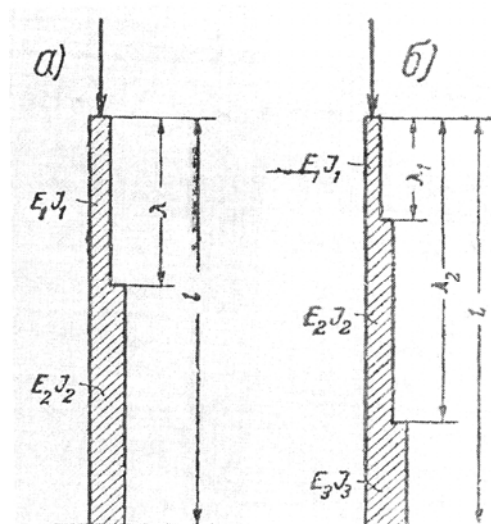


Рис. 4.11. Схема продольного изгиба ступенчатых стоек по приближенным формулам (4.12) и (4.13).

Во всех сложных случаях расчета стен на продольный изгиб следует иметь в виду что для каменных конструкций коэффициенты продольного изгиба изменяются при изменении гибкости сравнительно с другими видами конструкций незначительно. Это объясняется влиянием переменности модуля упругости, которая учитывается формулой $\varphi = \frac{\varphi_0}{1 + \varphi_0}$. Изме-

нения гибкости сильно влияют на величину φ_0 , которая по формуле Эйлера обратно пропорциональна квадрату гибкости. Ни при переходе к переменному модулю упругости влияние изменений гибкости сильно смягчается делением на $1 + \varphi_0$. По этим соображениям нецелесообразно применение сложных расчетов для уточнения расчета на продольный изгиб. Предпочтительнее пользоваться приближенными методами расчета, даже и очень грубыми, но правильно выражающими порядок влияния отдельных факторов.

4.4. Ослабление стен и столбов бороздами

Борозды, оставляемые или пробиваемые в каменной кладке, могут быть горизонтальные, наклонные и вертикальные. Борозды предназначаются для разнообразных целей:

а) для скрытой проводки сетей отопления, водопровода, электричества и т.п. – борозды горизонтальные и вертикальные;

б) для опирания железобетонной плиты перекрытия, наката и т.д. – борозды горизонтальные;

в) для опирания ступеней лестниц в маршах на одном косоуре – борозды наклонные.

Наличие борозд (в особенности горизонтальных и вертикальных) оказывает существенное влияние на работу каменных конструкций, так как в ослабленном сечении возникает внецентренное сжатие. Влияние борозд на продольный изгиб сравнительно невелико.

Заполнение борозд бетоном или железобетоном только в том случае может восполнить ослабление стены, когда оно производится по ходу кладки. Если заполнение борозды бетоном или заделка ступеней в наклонной борозде произведены после возведения стен, то оно не в состоянии устранить ту неравномерность давления в стене, которая уже возникла раньше до заполнения борозды.

Даже последующая нагрузка будет передаваться через это сечение внецентренно, так как заполнение стены бетоном вследствие его усадки при твердении не может быть плотным.

Для того чтобы можно было не учитывать влияние борозд, заполняемых бетоном, это заполнение должно быть произведено или в процессе возведения стены, или же с незначительным отставанием и притом весьма тщательно, с тем, чтобы дальнейшая нагрузка произвела обжатие молодой кладки и включила в работу заполнение борозды. При практических расчетах можно не учитывать ослабление конструкций бороздами, если заполнение их произведено при нагрузке до 20 % от полной нагрузки конструкций. При этом обязательно особо тщательное и плотное заполнение борозд.

В каждой стене может быть намечена в вертикальном разрезе линия давления, представляющая собой геометрическое место точек, через которые проходит в каждом сечении равнодействующая всех сил выше этого сечения (включая и опорную реакцию).

На рис. 4.12 показан случай ослабления бороздой стены многоэтажного здания в сечении на уровне h_1 . Положение равнодействующей в этом сечении (кривой давления) может быть найдено из отношения между моментом и нормальной силой в этом сечении.

Момент M_x может быть взят из эпюры моментов на уровне x . Нормальная сила представляет собой сумму P_1 и P_2 веса Q – верхней части стены.

Определим эксцентриситет равнодействующей относительно оси неослабленной стены на высоте x :

$$e_x = \frac{M_x}{P_1 + P_2 + Q_x}. \quad (4.14)$$

Величина e_x может быть в зависимости от M_x положительной и отрицательной. Если считать положительными моменты, вращающие вправо, то соответственно и эксцентриситеты вправо от оси будут положительными и влево отрицательными.

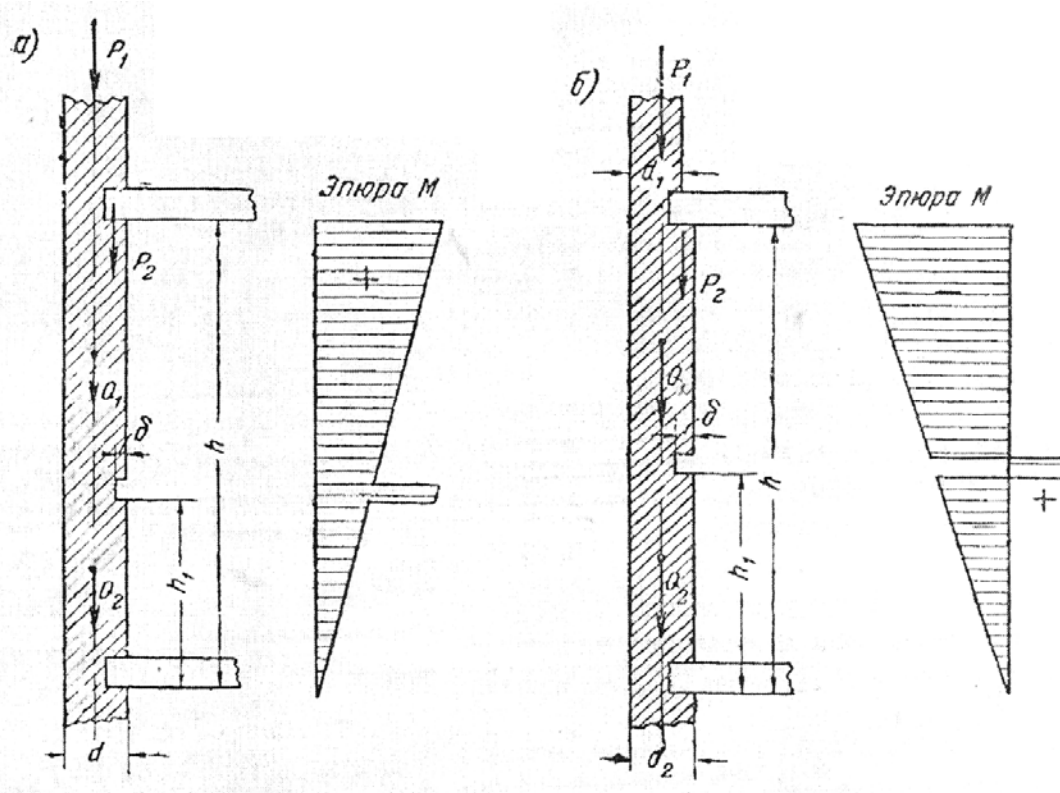


Рис. 4.12. Эпюры моментов при ослаблении стены горизонтальными бороздами

Пользуясь расстоянием равнодействующей от левой грани $c = \frac{d}{2} + e_x$, можем определить эксцентриситет e' относительно оси ослабленного сечения:

$$e' = c - \frac{d'}{2} = \frac{d}{2} + e_x - \frac{d'}{2} = \frac{d - d'}{2} + e_x = \frac{\delta}{2} + e_x. \quad (4.15)$$

Величина δ — глубина борозды принимается положительной при борозде в правой грани стены и отрицательной в левой грани.

Таким образом $\frac{\delta}{2}$ и e_x по абсолютной величине могут складываться и вычитаться в зависимости от знаков. В случае *a* на рис. 4.12 эксцентриситет увеличивается на половину глубины борозды, в случае *б* — соответственно уменьшается.

Ослабленное сечение проверяется на внецентренное сжатие по обычным формулам. Правда условия работы кладки здесь несколько отличаются от обычного внецентренного сжатия стены толщиной d' . Можно предполагать, что примыкание неослабленной кладки с меньшими напряжениями должно улучшить условий работы небольшой перегруженной части в месте ослабления. Однако этот случай экспериментально не проверен, и мы не имеем конкретных данных для облегчения расчета.

При наклонном положении борозды (рис. 4.13), если вести расчет по горизонтальному сечению MN , то ослабление охватывает только часть сечения. В более невыгодном положении может оказаться наклонное сечение с наименьшим наклоном, которое может быть вписано в борозду. Угол наклона определяется углом наклона борозды, высотой борозды и длиной участка стены. При длинных стенах он будет совпадать с углом наклона борозды.

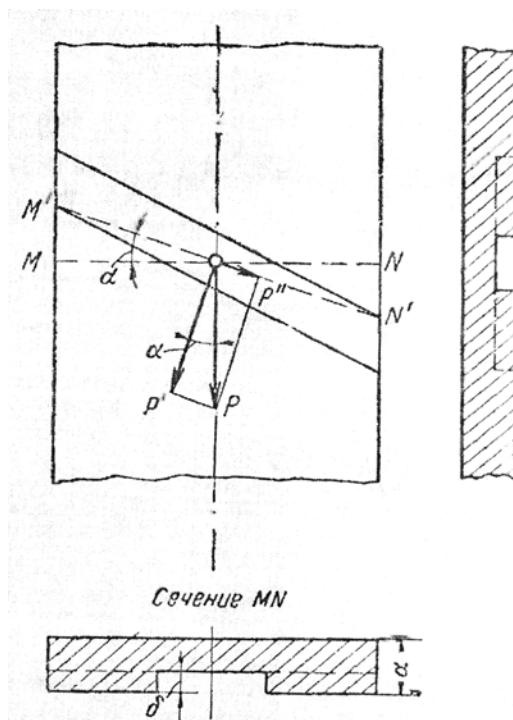


Рис. 4.13. Ослабление стены наклонной бороздой

При расчете по наклонному сечению мы должны разложить силы P на нормальную P' и касательную P'' , причем $P' = P \cos \alpha$.

Моменты от вертикальных сил M_1 также уменьшатся пропорционально величине силы, т.е. $M_1' = M_1 \cos \alpha$. Моменты же от горизонтальных сил M_2 останутся без изменения или же даже увеличатся в связи с увеличением пролета по наклонному направлению. Обозначим их через M_2' , причем $M_2' \geq M_2$. Площадь сечения и момент сопротивления увеличатся по сравнению с горизонтальным сечением в результате деления на $\cos \alpha$. Учитывая все эти изменения сил сечений, получаем формулы для расчета на внецентренное сжатие по наклонному сечению:

$$\sigma_{\max} = \frac{P'}{F'} + \frac{M_1' + M_2'}{W'} = \frac{P \cos^2 \alpha}{F} + \frac{M_1 \cos^2 \alpha + M_2' \cos \alpha}{W}. \quad (4.16)$$

При отсутствии момента от горизонтальных сил формула (4.16) принимает вид:

$$\sigma_{\max} = \left(\frac{P}{F} + \frac{M}{W} \right) \cos^2 \alpha. \quad (4.17)$$

Формулы (4.16) и (4.17) показывают, что с увеличением угла наклона α влияние ослабления конструкций бороздой очень быстро падает (пропорционально $\cos^2 \alpha$), и напряжения по ослабленному наклонному сечению могут оказаться ниже напряжений при расчете по горизонтальному сечению. Следовательно при больших наклонах борозды опасными сечениями будут не наклонные, а горизонтальные сечения.

Определим для центрально нагруженного столба предельный угол наклона борозды, при котором ослабление по наклонному сечению может не проверяться. Он может быть найден из условий, что напряжения в наклонном сечении, ослабленном бороздой, будут равны напряжениям в не ослабленном горизонтальном сечении:

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{bd'} \left(1 + \frac{3\delta}{d'} \right) \cos^2 \alpha = \frac{P}{bd}. \quad (4.18)$$

Здесь d – толщина стены; d' – толщина в месте ослабления бороздой и $\delta = d - d'$. Обозначим $\frac{d'}{d} = \gamma$. Тогда из формулы (4.18) получаем:

предельный угол наклона при заданной величине ослабления $\gamma = \frac{d'}{d}$

$$\cos \alpha = \frac{\gamma}{\sqrt{3 - 2\gamma}}. \quad (4.19)$$

По этой формуле получаем для различных ослаблений следующие предельные углы наклона, выше которых не требуется проверки напряжений в кладке стены по наклонному сечению:

$\gamma = \frac{1}{2} \alpha = 69^\circ 20'$	$\operatorname{tg} \alpha = 2,65$
$\gamma = \frac{2}{3} \alpha = 58^\circ 10'$	$\operatorname{tg} \alpha = 1,65$
$\gamma = \frac{3}{4} \alpha = 52^\circ 20'$	$\operatorname{tg} \alpha = 1,29$
$\gamma = \frac{9}{10} \alpha = 34^\circ$	$\operatorname{tg} \alpha = 0,70.$

Из формулы (4.19) следует, что борозды для заделки ступеней маршей требуют проверки напряжений с учетом ослабления стены бороздой даже при очень небольшой глубине борозды ($0,1d$).

При вертикальных бороздах, а также при крутых наклонных, угол наклона которых превышает предельные значения по формуле (4.2), ослабление стены увеличивается по горизонтальному сечению. Такая борозда влияет на положение оси стены и на изгибающие моменты только в соответствии с тем ослаблением, которое она создает в горизонтальном

сечении, т.е. весьма незначительно. На практике этим влиянием обычно пренебрегают.

На продольном изгибе конструкции небольшое местное ослабление их бороздами или отверстиями сказывается весьма незначительно.

Анализ влияния ослабления стены бороздами на продольный изгиб показал, что при $\frac{d'}{d} \geq \frac{2}{3}$ и небольшой высоте борозды $(0,1h)$ оно может учтено повышением гибкости на 10 %.

При удалении от середины влияние ослабления еще больше уменьшается. Нормы проектирования разрешают вовсе не учитывать ослабления при определении коэффициента φ в том случае, если ослабление расположено в крайних четвертях стойки – при стойке с двумя шарнирными опорами, и в верхней половине стойки – при консольно-заделанной стойке.

Если глубина ослабления больше $(1/3)d$ или высота борозды больше $(1/10)h$, то при расчетах на продольный изгиб гибкость принимается по ослабленному сечению, или же влияние ослабления учитывается по точным формулам.

4.5. Расчет карнизов и парапетов

При проектировании карнизов и парапетов основной задачей является обеспечение достаточной их устойчивости на опрокидывание под действием внецентренной нагрузки от собственного веса и ветра. В прошлом расчет карнизов велся преимущественно на опрокидывание, причем коэффициент устойчивости принимался 1,5-2,0.

Анализ запасов устойчивости на опрокидывание при внецентренном сжатии показывает, что расчет на опрокидывание носит условный характер. При этом методе расчете в случае значительного веса консольной части, равнодействующая может подойти настолько близко к краю стены, что достаточно небольшого смещения конструкций вследствие неточности разбивки, глубокой пустошовки или других причин, чтобы произошло опрокидывание карниза. Поэтому вместо расчета на опрокидывание следует пользоваться, проектируя карнизы и парапеты, обычными приемами расчета на внецентренное сжатие. При случаях 2 и 3 внецентренного сжатия фиксируется предельный эксцентриситет равнодействующей и во всех случаях гарантируется определенный запас на возможность смещения положений равнодействующей.

При расчете мало нагруженных карнизов и парапетов получается большой эксцентриситет равнодействующей. Поэтому производят расчет по случаю 3 внецентренного сжатия, т.е. по растянутой зоне кладки, без превышения допускаемых растягивающих напряжений. Равнодействующая не должна выходить за пределы $0,8a$ при сложном сечении стены и

0,4d – при прямоугольном сечении. Ввиду малой величины допускаемых напряжений на растяжение мы даже при больших эксцентриситетах не будем иметь больших деформаций.

При расчете карнизов и парапетов с большими вертикальными нагрузками расчет ведется по случаю 2 внецентренного сжатия, т.е. без учета растянутой зоны. При этом равнодействующая не должна выходить за пределы карнизов и парапетов. В обоих случаях расчета установлен некоторый определенный эксцентриситет, за пределы которого не должна выходить равнодействующая. Этот предельный эксцентриситет мы обозначаем через $e_{пр}$.

Расчетная проверка карнизов и парапетов должна производиться в тех горизонтальных сечениях, где меняется толщина конструкции и равнодействующая может приблизиться к краю стены. Линия давления, представляющая собой положение равнодействующей в различных сечениях, будет иметь наибольшее отклонение от оси стены в верхней части и затем постепенно по мере включения веса стены в общую систему сил будет приближаться к осевой линии стены. Если в каком-либо сечении линия давления уклонится далее предельного положения $e_{пр}$ для данного сечения, то потребуются специальное крепление кладки анкерами до того уровня, где линия давления приближается к оси до заданного положения $e_{пр}$. Поэтому расчет карниза сводится к следующим операциям:

- а) проверка положения равнодействующей в отдельных сечениях, чтобы установить, нужны ли анкера;
- б) установление глубины заделки анкеров;
- в) проверка напряжений в кладке;
- г) расчет сечения анкера.

Расчет карнизов ведется для двух стадий готовности здания.

Расчет для первой стадии (рис. 4.14) ведется в предположении, что здание находится в процессе постройки. Поэтому принимаются в расчет только те элементы здания, которые по степени готовности здания создают наиболее неблагоприятную комбинацию нагрузок.

Крыша как повышающая устойчивость карниза, обычно в расчет не принимается. Также не учитывается чердачное перекрытие, за исключением случая, когда перекрытие негорючее и служит для закрепления анкеров. В этом случае делается специальное указание в проекте. Помимо собственного веса карниза P_1 принимается нагрузка на край карниза $P_2 = 100$ кг – вес рабочего (на 1 п.м. карниза или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 м). Ветровая нагрузка обычно принимается только до уровня чердачного перекрытия, так как даже при отсутствии перекрытия балки должны быть уложены до устройства карнизов. При этом всегда бывают временные настилы, с которых ведется кладка. Кроме того другие стены создают некоторую защиту от ветра.

Требование об учете ветровой нагрузки на высоту всей стены верхнего этажа вызвало бы чрезмерное утяжеление конструкции карнизов и не оправдывается практикой.

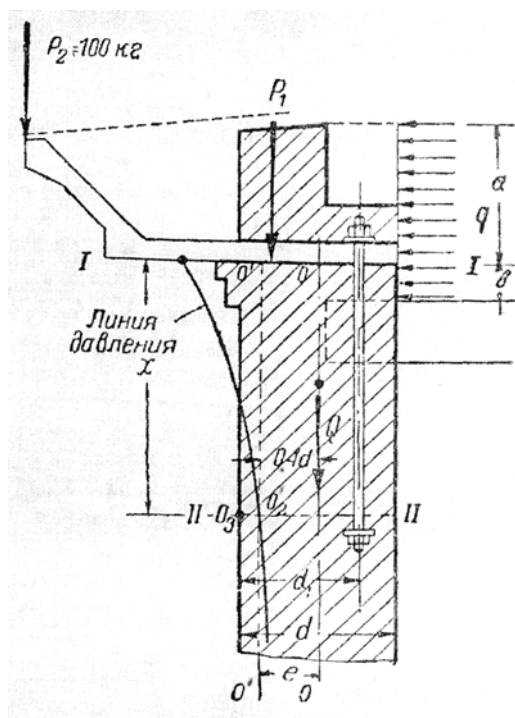


Рис. 4.14. Расчет карниза (случай незаконченного здания)

Расчет начинаем с проверки сечений I-I, где мы имеем резкое изменение толщины. Ось $0'-0'$, проведенная на расстоянии $e_{пр}$ от оси $0-0$, представляет собой границу, за которую не должна выходить линия давления. Положение равнодействующей мы можем определить, взяв момент всех сил M_1' относительно точки $0'$ (вверху):

$$M_1' = P_1 c_1 - P_2 c_2 - \frac{q a^2}{2}. \quad (4.20)$$

Если величина M_1' — положительная, то это показывает, что момент стремится повернуть конструкцию по часовой стрелке, причем равнодействующая всех сил расположена вправо от оси $0'-0'$. В этом случае требуемое условие устойчивости соблюдено и укрепление карниза анкерами не требуется. В противном случае равнодействующая выйдем влево за точку $0'$ и потребуются анкера.

Переходим к определению глубины заложения анкеров. Обозначим расчетную глубину анкеров через x . Рассмотрим сечение II-II на расстоянии x от сечения I-I. Берем момент всех сил относительно точки $0_2'$. Момент вертикальных сил P_1 и P_2 останется без изменения. Момент от ветро-

вой нагрузки вырастет на величину ΔMq ввиду увеличения площади нагрузки и плеча:

$$\Delta Mq = q(a+b)\left(x + \frac{a-b}{2}\right) - \frac{qa^2}{2} = q(a+b)x - \frac{qa^2}{2}. \quad (4.21)$$

Добавляется момент от веса кладки Q на участке x ($Q = Fx\gamma$):

$$M_2' = Qe_{\text{пр}} = Fxe_{\text{пр}}. \quad (4.22)$$

Сечение x выбираем на таком уровне, чтобы равнодействующая оказалась в точке $0_2'$. Для этого требуется, чтобы момент всех сил относительно этой точки был равен нулю:

$$M_2' - M_1' - \Delta Mq = 0; \quad (4.23)$$

$$Fx\gamma e_{\text{пр}} - M_1' - q(a+b)x + \frac{qb^2}{2} = 0. \quad (4.24)$$

Отсюда определяем x :

$$x = \frac{M_1' - \frac{qb^2}{2}}{F\gamma e_{\text{пр}} - q(a+b)}. \quad (4.25)$$

На практике эту расчетную величину обычно увеличивают на два ряда кладки (0,15 м), так как при опрокидывании кладка может оборваться не по плоскости, а по ступенчатой линии.

Определив глубину заделки анкеров, переходим к проверке напряжений в сечении II-II. Положение равнодействующей известно, – это точка $0_2'$, эксцентриситет ее $e_{\text{пр}}$. Величина $N = P_1 + P_2 + Q$. Растягивающие напряжения определяем по случаю 3 внецентренного сжатия:

$$-\sigma_{\min} = \frac{N}{F} \left(\frac{6e_{\text{пр}}}{d} - 1 \right) < [\sigma]''_{\text{изг}}. \quad (4.26)$$

Если напряжения окажутся выше допускаемых на растяжение при изгибе, то расчет следует вести по случаю 2 внецентренного сжатия. При этом анкера приходится удлинить до уровня, где удовлетворены требования расчета по случаю 2 внецентренного сжатия. Все предыдущие формулы остаются в силе, только под $e_{\text{пр}}$ понимаются предельные эксцентриситеты для случая 2 внецентренного сжатия.

Напряжения на сжатие обычно не требуют проверки, так как прочность на сжатие используется очень незначительно. Однако бывают случаи, когда карниз имеет очень большой вес или же когда он поддерживается пилястрами на большом расстоянии и в этих пилястрах могут получиться высокие краевые напряжения сжатия.

При расчете сжатой зоны следует учитывать, что карнизы кладутся обычно без перерыва непосредственно после возведения кладки стены. Поэтому проверку напряжений на сжатие следует вести с учетом понижения прочности раствора в ранних возрастах. Кроме того при больших выносах и высотах карнизов полезно учитывать иногда и большие деформации свежей кладки при внецентренном сжатии, вследствие которых может произойти некоторое смещение центра тяжести карниза и следовательно увеличение опрокидывающего момента.

Когда будет окончательно установлена глубина заделки анкера, рассчитывают сечение анкера. Наибольшее усилие определяем двумя способами:

1) в момент опрокидывания анкер должен поднять всю кладку на глубину заделки весом Q . Моменты относительно точки 0_1 сил S_1 и Q должны быть равны. Отсюда определяем силу S_1 :

$$S_1 = \frac{Qd}{2d'}. \quad (4.27)$$

2) в сечении с наибольшим моментом сечения анкера должно удовлетворять расчету на внецентренное сжатие армированной кладки.

Усилие в анкре S_2 определяем по формуле:

$$S_2 = \frac{N(e_a - z')}{z'}; \quad (4.28)$$

$$z' = (1 - 0,3p - \frac{N}{Rd'b})d'.$$

Сечение анкера подбираем по большей величине S с коэффициентом запаса 2,5, т.е. при допускаемом напряжении в металле $[\sigma] = 1000 \text{ кг/см}^2$.

Поддерживающие вынос карниза железобетонные консольные плиты и металлические балки рассчитываются по существующим методам и нормам для соответствующих железобетонных или металлических конструкций.

Второй расчет карнизов производится для законченного здания. По сравнению с первым случаем здесь добавляется давление от крыши и чердачного перекрытия, что повышает устойчивость карниза. Но, с другой стороны, добавляется нагрузка от люльки 750 кг на блок вместо принятой в первом расчете временной нагрузки 100 кг. Вес 750 кг принят, исходя из веса одного конца люльки с рабочим в 375 кг, передающегося на блок через две ветви троса, т.е. при расположении лебедки на земле. Ветровая нагрузка принимается в соответствии с величиной открытых для ветра поверхностей в законченном здании.

В зданиях с жесткой конструктивной схемой чердачное перекрытие рассматривается при расчете как шарнирная опора. Таким образом вся стена этажа рассматривается как шарнирная балка с консолью, нагружен-

ная на консоли внецентренной нагрузкой. При этой схеме момент в пределах верхнего этажа убывает по треугольной эпюре (рис. 4.15). Кроме того он частично погашается обратным моментом от чердачного перекрытия. В результате этого кривая давлений приближается к оси, и уменьшается требуемая глубина заделки анкеров.

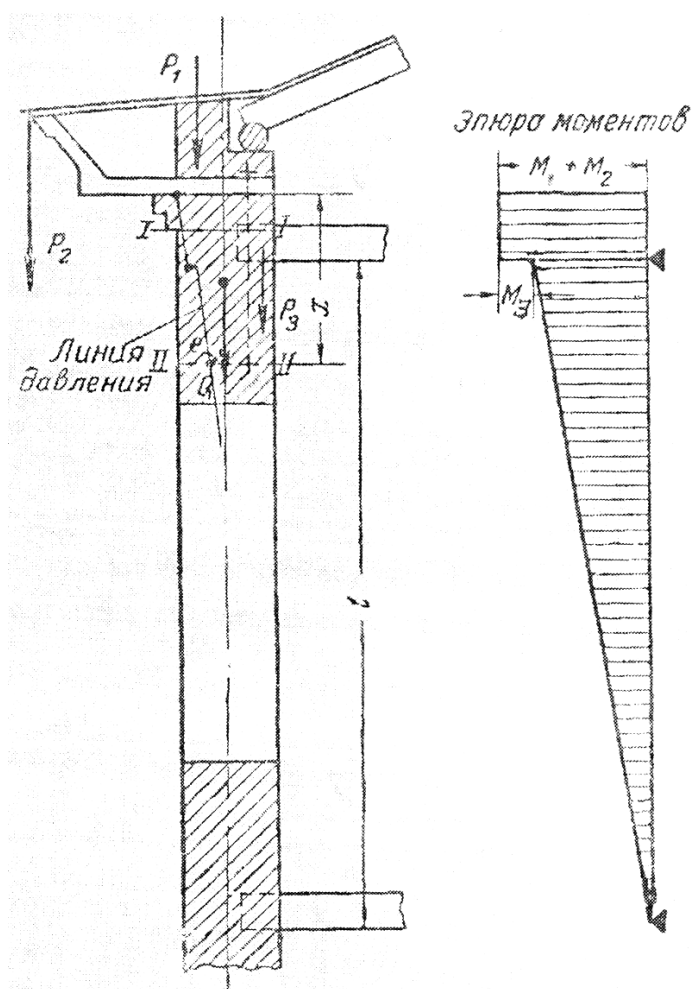


Рис. 4.15. Эпюры моментов от карниза и чердачного перекрытия в законченном здании

При расчете по второй группе нагрузок проверяется положение равнодействующей в сечении низа заделки анкера (II-II). Обычно в связи с изменившимися условиями расчета (новые нагрузки от перекрытия и новые точки опоры на уровне перекрытия) равнодействующая не выходит за требуемые пределы, и только в отдельных случаях требуется большое углубление заделки анкера. Усилие в анкере проверяется по сечению I-I.

В большинстве случаев расчет карниза при законченном здании требует увеличений сечения анкера. Железобетонные консольные плиты и металлические балки также значительно утяжеляются.

В зданиях высотой до 10,0 м карнизы не рассчитываются на подвеску люлек и других приспособлений, применяемых при последующей эксплуа-

тации зданий, так как ремонт фасадов таких здания производится с лестниц.

В зданиях высотой более 10,0 м для подвески люлек и тому подобных приспособлений рекомендуется предусматривать вне карниза постоянные специальные конструкции (крюки, монорельсы и т.п.).

В промышленных зданиях и зданиях с большой поверхностью остекления эти конструкции должны быть предусмотрены независимо от высоты здания.

Упомянутые конструкции могут быть укреплены и в самом карнизе, но однако с обязательным учетом при расчете карниза нагрузок от этих конструкций и подвешенных к ним приспособлений.

Расчет парапетных стен производится аналогичной расчету карнизов (рис. 4.16). Для парапетных стен основной нагрузкой является ветер. Кривая давления сверху постепенно отклоняется от оси, достигает максимума и дальше опять приближается к оси. Проверке в первую очередь подлежит сечение I-I на уровне чердачного перекрытия. В нем по положению равнодействующей определяем необходимость установки анкеров.

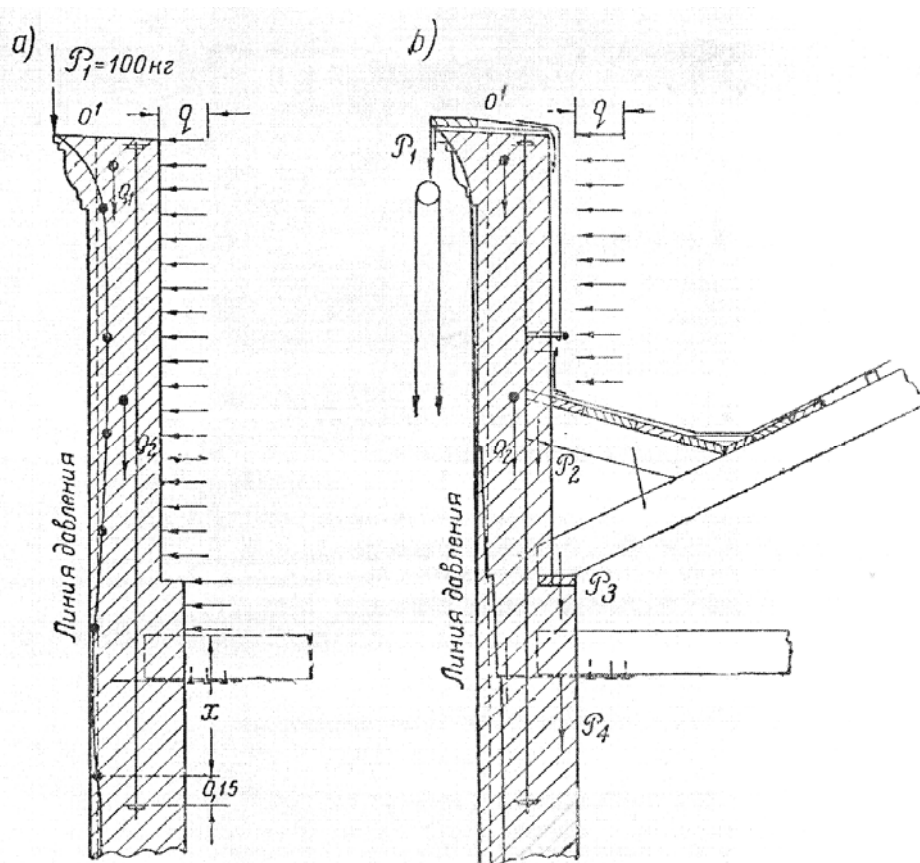


Рис. 4.16. Расчет парапетов

Если анкеры необходимы, то в полной аналогии с расчетом карнизов определяют необходимую длину заделки x вверх и вниз от рассчиты-

ваемого сечения. Сечение анкера определяют, пользуясь формулами расчета на внецентренное сжатие армированной кладки по сечению с максимальным моментом, т.е. на уровне чердачного перекрытия.

В тех случаях, когда парапетная стена может иметь ветровое давление с двух сторон, арматуру располагают по оси стены или же дают двойную арматуру.

Описание деталей конструирования карнизов выходит за рамки настоящего курса, почему мы ограничимся только некоторыми конструктивными указаниями:

1) при больших выносах карнизов следует отдавать предпочтение пустотелым железобетонным карнизам или штукатурным карнизам по кронштейнам и сетке Рабиц как создающим меньшую моментную нагрузку;

2) кирпичные карнизы с постепенным напуском кирпича могут делаться при небольших выносах карнизов (до половины толщины стены); при этом напуск каждого ряда не должен превышать 10 см;

3) при больших выносах, а также при больших напусках отдельных рядов закладываются консольные плиты или балки или же делаются железокирпичные карнизы с прокладкой арматуры в кладке, рассчитанной на консольную работу. Такие карнизы кладутся по опалубке.

Для предупреждения выпадения отдельных кирпичей при больших выносах консоли и по нижней поверхности железокирпичной консоли дается предохранительная сетка из арматуры, привязанная к рабочей арматуре консоли;

4) в отдельных случаях для уменьшения опрокидывающего момента консольной части делают обратный напуск кладки со стороны чердака;

5) анкера располагаются, как правило, на расстоянии в полкирпича от внутренней грани стены. При наружном расположении анкеров они защищаются слоем бетона в 2,5 см считая от поверхности анкера. Устройство открытых металлических анкеров не допускается;

6) если кладка стены, в которую заделываются анкера карнизов, ведется на известковом растворе, анкера должны быть защищены покрытием густым цементным молоком от коррозии, сечение их должно быть не менее 12 мм и допускаемые напряжения на металл снижены с учетом коррозии на 50 %, или же анкера должны закладываться в борозды, заделываемые бетоном;

7) при растворах марки М30 и выше анкера заделываются в кладку посредством штырей или шайб отдельно друг от друга. При растворе марки М15 и ниже анкера закрепляются в металлической балке, закладываемой в кладку по периметру;

8) при наличии железобетонных чердачных перекрытий или перекрытий по железным балкам рекомендуется закреплять концы анкеров в бал-

ках перекрытия. При железных балках усилие анкера должно погашаться сопротивлением балок даже при отсутствии заполнения перекрытия.

4.6. Перемычки

Перемычками в зданиях называются участки кладки, перекрывающие оконные и дверные проемы в стенах. Наиболее старыми типами перемычек являются перемычки клинчатые (рис. 4.17) и арочные (рис. 4.18).

В 1929-1930 г.г. Институтом сооружений (проф. Гвоздев А.А.) были произведены испытания так называемых рядовых перемычек, сложенных горизонтальными рядами на прочных растворах. Эти испытания показали, что клинчатые перемычки не имеют преимуществ перед рядовыми в отношении прочности. Более того, оказалось, что клинчатые перемычки получают первые трещины при более низких нагрузках, и разрушающая нагрузка для них несколько ниже по сравнению с рядовыми перемычками.

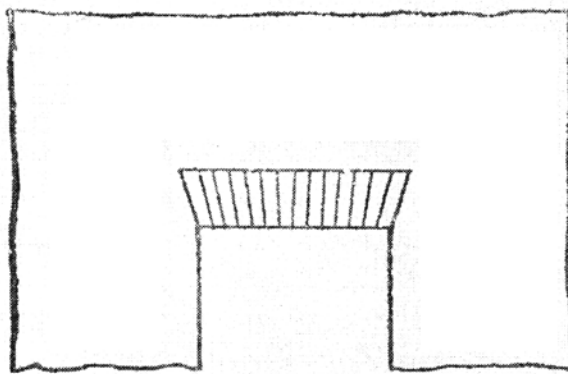


Рис. 4.17. Клинчатые перемычки

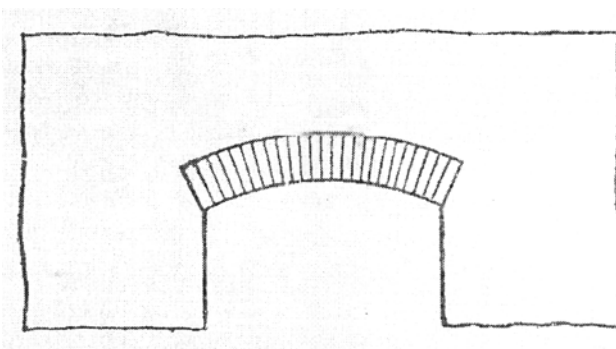


Рис. 4.18. Арочные перемычки

С точки зрения производства работ рядовые перемычки значительно проще клинчатых. Поэтому они являются в настоящее время основным типом перемычек в нашем строительстве и почти полностью вытеснили клинчатые и арочные перемычки.

Недостатком рядовых перемычек является возможность отслаивания нижнего ряда при слабом сцеплении раствора с кирпичом. Для предупреждения такого отслаивания необходимо под нижним рядом кладки перемычки в растворе укладывать 4-5 прутков проволоки или 4-5 полос пачечного железа, которые должны поддерживать нижний ряд кадки. Тем не менее при слабых растворах (ниже марки М30) происходят отслоение нижнего ряда и провисание его на проволоке. Достаточная гарантия против отслаивания нижнего ряда получается только при применении раствора марки М30 и выше. Если строительство не располагает достаточным количеством цемента для таких растворов и вынуждено применять более слабые растворы (марки М15 и ниже), то предпочтение должно быть отдано клинчатым перемычкам, в которых отдельные кирпич плотно зажаты и тем самым гарантированы от выпадения. В современном строительстве иногда применяют клинчатые и арочные перемычки так же по архитектурным соображениям для создания определенного рисунка фасада, если кирпичные стены не штукатурятся.

Испытание прочности рядовых и клинчатых перемычек показало в основном сходную картину работы и разрушения этих двух видов перемычек. Характер разрушения показан на рис. 4.19.

Вначале происходит отслаивание нижней части перемычки, поддерживающей балку, от верхней. Одновременно с этим появляется трещина под балкой в нижнем поясе кладки (I стадия разрушения). По мере увеличения нагрузки горизонтальная трещина развивается и спускается ступенчато вниз к опорам. Одновременно расширяется нижняя трещина, развиваясь кверху и обходя отдельные целые кирпичи (II стадия разрушения.). Полное разрушение (III стадия) наступает от среза одной из опор пяты. Происходит смещение пяты и полное разрушение перемычки.

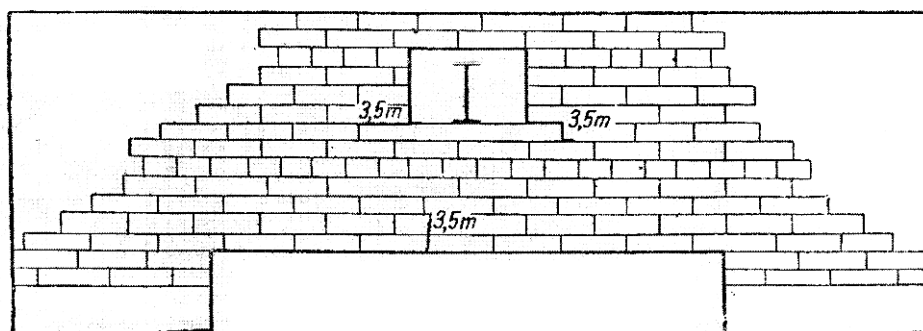
Показания приборов, регистрирующих деформации, позволили установить вполне определенно, как работает перемычка при различных стадиях нагрузки. В I стадии до появления первых трещин перемычка работает как балка. При этом в работе участвует не только нижняя часть перемычки под балками перекрытия, но и верхний пояс кладки, вовлекаемый в работу силами сцепления раствора с кирпичом.

В соответствии с увеличением нагрузки напряжения в горизонтальном шве под балкой возрастают, и, иногда они превзойдут силы сцепления, происходит отделение нижней части перемычки от верхней. При этом момент сопротивления перемычки резко уменьшается, и нижняя часть не в состоянии выдержать всей нагрузки, вследствие чего одновременно появляется трещина в нижнем поясе.

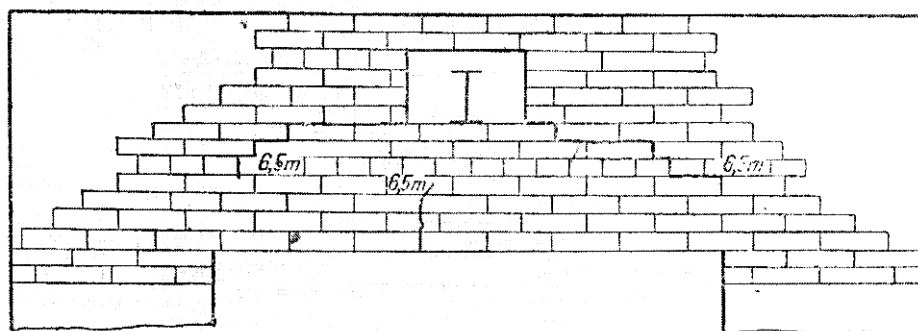
На этом этапе работа перемычки переходит во II стадию. В этой стадии перемычка работает как арка. Разрушению средней части противодействуют главным образом силы распора, которые препятствуют продавли-

ванию средней части перемычки вниз. По мере роста нагрузки распор увеличивается, опоры начинают давать некоторое упругое смещение, и трещина в нижнем поясе развивается.

1^я стадия разрушения (0,4-0,6) R_{разр}.



2^я стадия разрушения (0,8-0,9) R_{разр}.



3^я стадия разрушения (R_{разр})

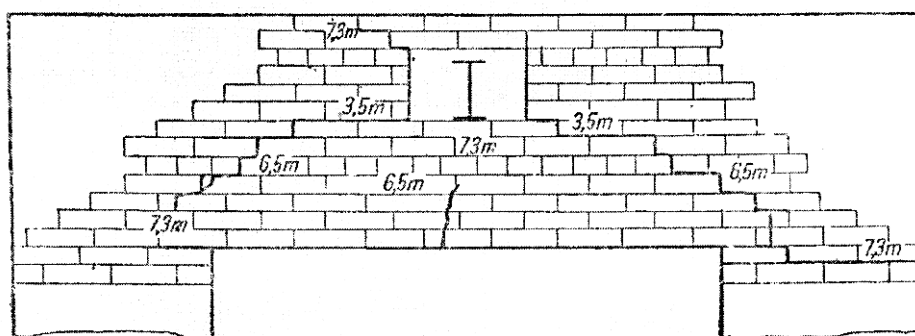


Рис. 4.19. Три стадии разрушения рядовой кирпичной перемычки под нагрузкой (цифрами обозначены величины нагрузок, при которых возникли трещины)

Разрушение (III стадия) происходит тогда, когда распор преодолевает силы сцепления и трения в горизонтальном шве опоры и сопротивление растяжению верхнего пояса кладки и когда происходят разрыв верхнего пояса и смещение опоры. Различие в работе клинчатой и рядовой перемычек заключается только в том, что первая трещина в клинчатой перемычке

получается при меньшей нагрузке и сразу развивается на всю высоту клина, так как отсутствует перевязка в клине.

Когда перемычка сложена на слабых растворах, особенно шлаковых, у которых сцепление с кирпичом незначительно, тогда картина разрушения может быть несколько иной. I и II стадии проходят так же, как описано выше. Но разрушение происходит не от среза пяты, а от отрыва всей перемычки, как это показано на рис. 4.20.

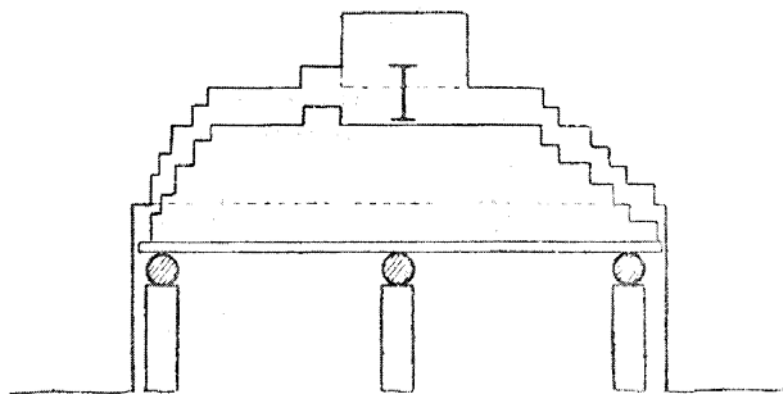


Рис. 4.20. Характер разрушения перемычки при недостаточном сцеплении кирпича с раствором

К концу II стадии оторвалась средняя часть перемычки непосредственно под балкой, а в III стадии отрываются боковые участки, примерно под углом 45° , т.е. на ширине с каждой стороны, равной высоте перемычки, и наступает обрушение.

На основании описанной картины разрушения была разработана проф. Гвоздевым А.А. соответствующая схема расчета (рис. 4.21). Величина распора H может быть определена по формуле:

$$H = \frac{M}{c - a}. \quad (4.29)$$

Здесь M – изгибающий момент по середине сечения и a – расстояние от центра давления в среднем сечении до уровня приложения распора в пятах. Величина a была найдена из наблюдений за развитием трещин при различных растворах и затем была уточнена аналитически при обработке результатов испытаний. Для перемычек небольших пролетов (до 2,5 м) полученная из опытов величина a имеет следующие значения (табл. 4.5).

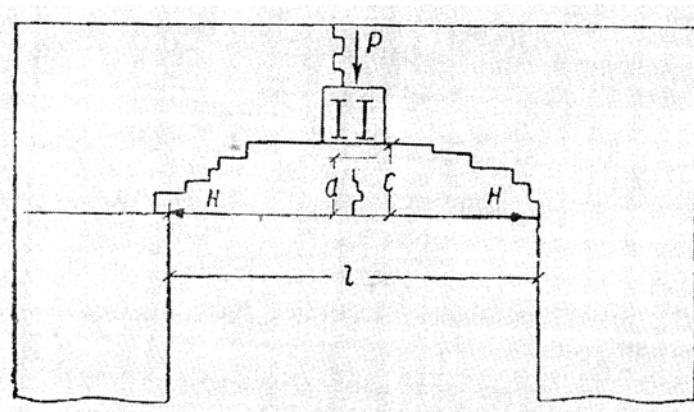


Рис. 4.21. Схема расчета рядовой перемычки по стадии разрушения

Т а б л и ц а 4 . 5

Значения a для расчета рядовых перемычек

Марка раствора	a в м	
	на легких растворах	на тяжелых растворах
80	0,12	-
50	0,15	0,20
30	0,20	0,25
15	0,25	0,30
8	0,30	0,35

Разрушение перемычки наступает тогда, когда распор преодолевает сопротивление кладки срезу. Опыты показали, что величина площади среза имеет очень малое влияние на разрушающую нагрузку, так как распору сопротивляется не вся площадь шва кладки равномерно, а преимущественно ближайшие к перемычке участки. Разрушение происходит от волокна к волокну, с постепенным выключением из работы разрушившейся части шва. Таким образом здесь приходится говорить не о сопротивлении срезу кладки на единицу площади шва, а на погонную единицу ширину стены. Опыты показали следующее погонное сопротивление срезу кладки $q_{\text{ср}}$ в зависимости от марки раствора:

Марки раствора	$q_{\text{ср}}$
$R_2 \geq 15$ кг/см	42 т/м
$R_2 < 15$ кг/см	27 т/м.

Принимая для перемычек 3-кратный запас прочности, мы должны их так проектировать, чтобы распор был в три раза меньше сопротивления шва срезу по толщине стены d :

$$H \leq \frac{q_{\text{ср}} d}{3}. \quad (4.30)$$

Пользуясь формулой (4.29), получаем выражение для максимального момента, который можно допустить в перемычке:

$$M \leq \frac{q_{\text{ср}}(c-a)d}{3}. \quad (4.31)$$

Подставляя соответствующие значения $q_{\text{ср}}$ и a , мы можем для каждого конкретного случая рассчитать перемычку по изгибающему моменту. При слабых растворах, особенно при шлаковых, требуется еще проверка перемычки на отрыв, поскольку, как мы отмечали раньше, возможен и такой случай разрушения. Сопротивлением вертикальных швов ввиду незначительности его мы пренебрегаем. На отрыв работают только горизонтальные швы. Принимая угол отрыва в 45° , получим горизонтальную проекцию, равную высоте перемычки c . Площадь отрыва по горизонтали $F = cd$. Сопротивление отрыву $G = FS = dcS$, где S – сила сцепления раствора с кирпичом. Поперечная сила Q должна быть меньше силы G с коэффициентом запаса 3:

$$Q \leq \frac{dcS}{3} = dc[\sigma]''_{\text{раст.}} \quad (4.32)$$

В изложенном методе расчета предполагалось, что опора, на которой покоится перемычка, достаточно устойчива, чтобы воспринять распор от перемычки. Только в этом случае может произойти срез опоры. В средних перемычках здания, где простенки находятся под действием распоров от соседних перемычек, действующих в противоположные стороны, это условие всегда обеспеченно. Таким образом для средних перемычек изложенный выше метод расчета применим в полной мере и не требует каких-либо коррективов. Что же касается крайних опор, то здесь погашение распора в большинстве случаев не обеспечено и требуется принятие специальных мер. Практика показывает, что в крайних перемычках очень часто возникают трещины вследствие неполного погашения распора даже при очень широких угловых простенках, равных высоте оконного проема.

Обычные методы расчета углового простенка на внецентренное сжатие и опрокидывание могут гарантировать простенок от разрушения, но не в состоянии предупредить появления трещин в перемычках, так как по произведенным экспериментам трещины возникают при очень малых смещениях опоры (0,5-1,0 мм). При расчете на прочность и устойчивость стен мы не проверяем величину деформаций и допускаем значительно большие деформации по сравнению с теми, при которых происходит появление трещин в перемычках.

Анализ работы отдельных элементов кладки, воспринимающих распор от крайних перемычек многоэтажного здания, приводит к следующим выводам:

1) при одинаковых размерах перемычек в отдельных этажах и при одинаковых нагрузках в первую очередь разрушаются перемычки верхних этажей и затем последовательно идет разрушение от этажа к этажу;

2) распор в верхнем этаже воспринимается работой на растяжение верхнего пояса кладки над балками чердачного перекрытия и сопротивлением простенка боковому давлению;

3) при отсутствии верхнего пояса кладки или недостаточной его мощности на растяжение все боковое давление должно восприниматься сопротивлением простенка, причем упругое перемещение его должно быть ограничено величиной, гарантирующей от возникновения трещин в перемычках;

4) ввиду того, что надежность работы на растяжение кирпичной кладки в большой степени зависит от качества работы, необходима проверка устойчивости и прочности бокового простенка на случай появления трещины от распора во всех перемычках. Опасное сечение находится на уровне подоконника нижнего этажа;

5) в случае, если конструкции кладки недостаточны для того, чтобы воспринять распор при принятой допустимой величине деформаций, ставятся в крайних перемычках затяжки по расчету. Это относится к большинству случаев зданий с угловыми простенками обычной ширины.

Рассмотрим более подробно отдельные моменты расчета бокового простенка.

На рис. 4.22 показана крайняя перемычка верхнего этажа. Разлагаем опорную реакцию перемычки на горизонтальную и вертикальную составляющие H и V . Пусть под действием распора боковой простенок даст упругое отклонение на угол Θ . Тогда перемещение его на высоте перемычки $f_1 = h\Theta$ и на высоте середины верхнего пояса $h_1 f_2 = h_1 \Theta$.

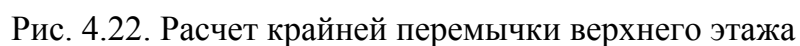
Сопротивление простенка боковому смещению на высоте h обозначим через Q и растягивающую силу в верхнем поясе – через G . Выразим величины Q и G через угол Θ :

$$f_1 = h\Theta = \frac{Qh^3}{3EJ} - \frac{Mh^2}{2EJ} = \frac{Qh^3}{3EJ} - \frac{Vbh^2}{4EJ}, \quad (4.33)$$

$$Q = \frac{3EJ\Theta}{h^2} + \frac{3Vb}{4h}; \quad (4.34)$$

$$f_2 = h_1 \Theta = \frac{Gl}{E_1 F}; \quad (4.35)$$

$$G = \frac{E_1 F h_1 \Theta}{l}. \quad (4.36)$$


$$(H - Q)h = Gh_1; \quad (4.37)$$

Подставляя выражение (4.34) и (4.36), определяем Θ :

$$\Theta = \frac{H - \frac{3Vb}{4h}}{\frac{E_1 F h_1^2}{lh} + \frac{3EJ}{h^2}}. \quad (4.40)$$

Из формулы (4.36) определяем G :

где E – модуль упругости кладки в вертикальном направлении – может быть принят $0,8E_0$;

E_1 – модуль упругости кладки в горизонтальном направлении – может быть принят $1,3E_0$.

Отношение модулей будет 0,6. Заменяя $J = \frac{db^3}{12}$; $F = da$ получаем:

$$G = \frac{H - \frac{3Vb}{4H}}{\frac{h_1}{h} + \frac{3lb^3}{20ah_1h^2}}. \quad (4.42)$$

Напряжения растяжения в верхнем поясе не должны превосходить допускаемых по перевязанному шву:

$$\sigma = \frac{G}{ad} \leq [\sigma]_{\text{раст}}. \quad (4.43)$$

Если это условие не соблюдено или же пояс кладки над балками отсутствует, то распор должен быть воспринят боковым простенком, причем смещение его должно быть настолько мало, чтобы перемычка не перешла во вторую стадию работы, т.е. чтобы в ней не возникали трещины и был бы еще обеспечен некоторый запас. Принимая запас на трещины 1,5 и указанные выше предельные деформации в среднем 0,75 мм, получим допускаемое смещение 0,5 мм. Величину смещения при сосредоточенной силе H на конце консоли и моменте $M = \frac{Vb}{2}$ получаем по формуле:

$$f = \frac{Hh^3}{3EJ} - \frac{Vbh^2}{4EJ} = \left(\frac{Hh}{3} - \frac{Vb}{4} \right) \frac{h^2}{EJ} \leq 0,5 \text{ мм}. \quad (4.44)$$

Угловой простенок нижнего этажа проверяется на внецентренное сжатие по схеме, изображенной на рис. 4.23, при появлении трещин в перемычках всех этажей.

Расчетное сечение MN принимается на уровне подоконника нижнего этажа. Изгибающий момент получается как сумма моментов всех сил:

$$M = \Sigma Hh - \Sigma \frac{Vb}{2}. \quad (4.45)$$

В подавляющем большинстве жилых зданий кладка оказывает недостаточное сопротивление распору, поэтому при ширине углового простенка до 2,0 м рекомендуется делать в перемычке затяжку. Усилие в затяжке принимается равным распору по формуле (4.29), и по нему подбирается сечение затяжки.

Описанный выше метод расчета относится к рядовым и клинчатым перемычкам. Он обеспечивает 3-кратный запас прочности относительно

момента разрушения и 1,5-кратный запас относительно момента появления первых трещин.

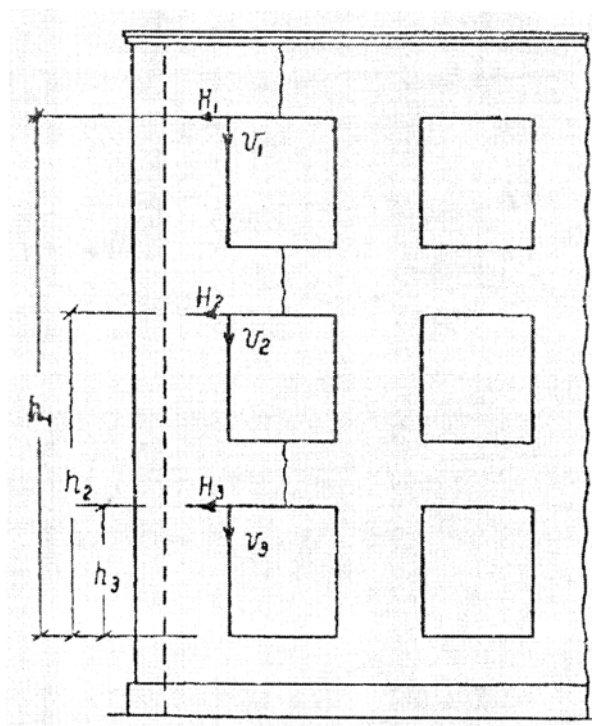


Рис. 4.23. Проверка устойчивости углового простенка
многоэтажной стены при появлении трещин в перемычках

Работа плоских арочных перемычек при стреле подъема $1/8-1/12$ пролета не отличается существенно от работы клинчатых перемычек. Так как уровень пят в них понижен относительно средней части перемычек, то соответственно увеличивается плечо силы распора. Если обозначим через s расстояние от низа балок до низа перемычек в самой высокой точке и через f стрелу подъема перемычки (рис. 4.24), то формула (4.29) для определения распора получит вид:

$$H = \frac{M}{c + f - a}. \quad (4.46)$$

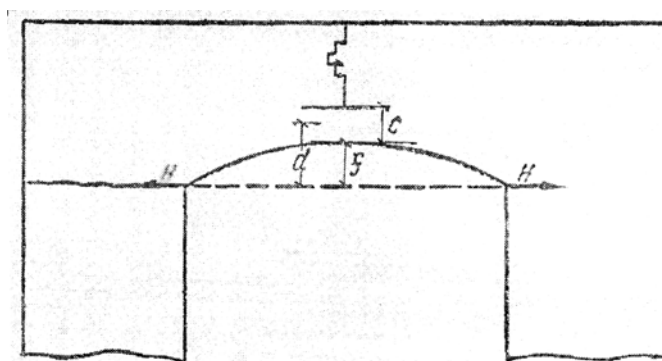


Рис. 4.24. Схемы расчета арочной перемычки

Соответственно изменяется и расчетная формула (4.31):

$$M \leq \frac{q_{\text{ср}}(c + f - a)}{3}. \quad (4.47)$$

На основании опыта многолетнего применения перемычек клинчатых, арочных и рядовых может быть сделан ряд практических указаний по их применению и конструированию.

Рекомендуемые предельные пролеты перемычек, рассчитываемых и конструируемых по изложенным выше методам, указаны в табл. 4.6.

Т а б л и ц а 4 . 6

Рекомендуемые предельные пролеты перемычек, м,
в зависимости от марки раствора

Марка раствора	Рядовые	Клинчатые	Арочные
50	2,00	2,00	3,00
30	2,00	2,00	2,50
15	-	1,75	2,25
8	-	1,50	2,00

При пролетах, превышающих величины, указанные в табл. 4.6, арочные перемычки должны рассчитываться, как арки.

Если в перемычке устраиваются гнезда для опирания прогонов или балок, то расстояние от низа гнезда до низа перемычки должно составлять: при пролете перемычки до 1,5 м – не менее 5 рядов кладки (38 см), при пролете более 1,5 м – не менее 6 рядов кладки (45 см), не считая надоконной четверти.

Конструктивная арматура из проволоки или пачечного железа в рядовых перемычках для предупреждения выпадения отдельных кирпичей укладывается в раствор на опалубку в нижнем шве кладки в количестве не менее одного стержня на каждые полкирпича толщины стены с общей площадью сечения не менее $1,5d \text{ см}^2$, где d – толщины стены в метрах.

Рядовые, клинчатые и арочные перемычки не допускаются в зданиях с большими вибрациями от неуравновешенных машин. В этих случаях применяются железокирпичные перемычки или перемычки по металлическим или железобетонным балкам.

4.7. Многослойные стены

В практике строительства находят применение различные типы многослойных стен, состоящих из тонких стенок прочного материала и легкого заполнителя, являющегося термоизолятором. Таковы стены Герарда, Попова, Некрасова и т.п. (рис. 4.25).

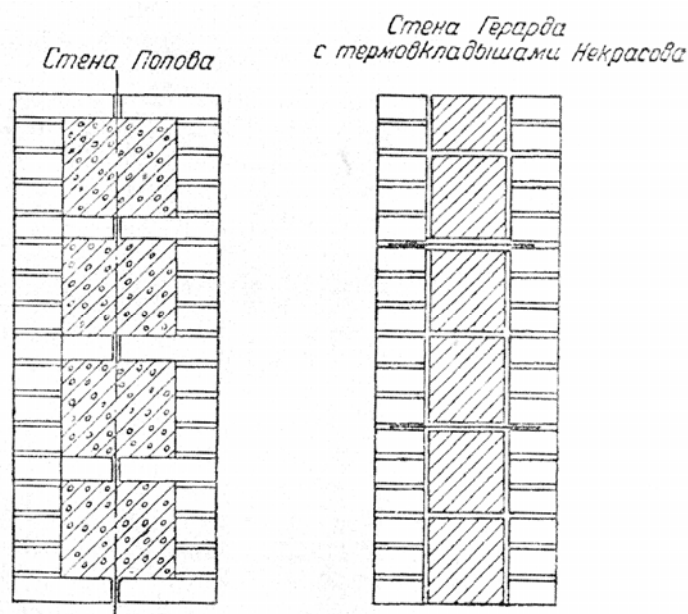


Рис. 4.25. Типы многослойных стен

Ввиду различных упругих свойств материалов, входящих в состав стены, усилия в слоях распределяются обратно пропорционально модулям упругости. Так как модуль упругости меняется с изменением напряжения, то соотношение модулей упругости и следовательно соотношение напряжений в различных слоях будет меняться при изменении нагрузки.

Расчет каменных конструкций мы ведем по критическим нагрузкам, поэтому решающим является соотношение напряжений в различных слоях в момент разрушения. В первую очередь разрушается более хрупкий материал, у которого меньше относительное укорочение в момент разрушения. При той же нагрузке напряжения в других слоях будут составлять только некоторую долю их временного сопротивления, так как моменту разрушения для этих материалов отвечают большие деформации. Величина деформаций для переменного модуля упругости согласно принятому закону выражается формулой:

$$\varepsilon = -\frac{R'}{E_0} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{R'}\right) = -\frac{1,1}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{R'}\right). \quad (4.48)$$

Мы видим, что величина деформаций определяется коэффициентом $\alpha = \frac{E_0}{R}$. Этот показатель и определяет степень участия различных материалов в совместной работе.

На графике (рис. 4.26) показан случай совместной работы трех материалов с различными α . В момент разрушения, когда более жесткий материал полностью включен в работу, другие материалы имеют напряжения $\mu'R'$ и $\mu''R''$. Величины μ' и μ'' могут быть определены как графически – из графика, аналогичного рис. 4.26, так и аналитически.

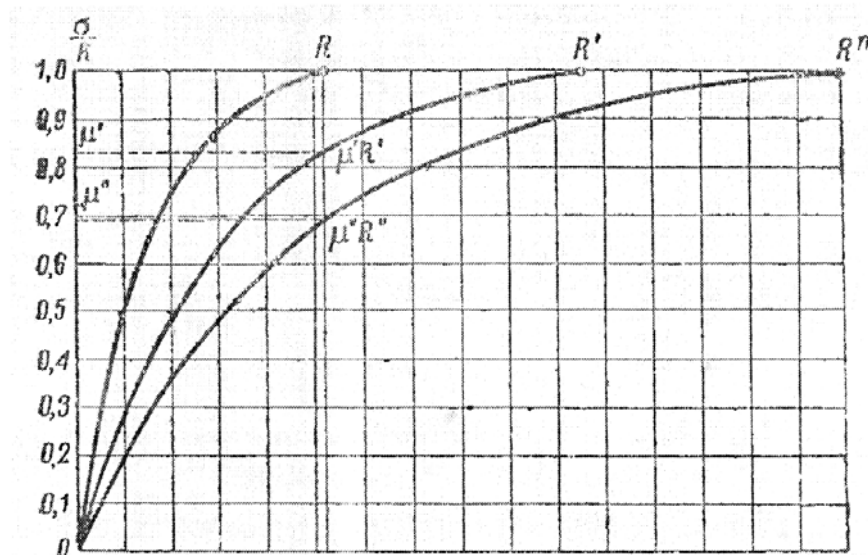


Рис. 4.26. Деформации отдельных слоев стены, определяющие распределение нагрузки между слоями в момент разрушения

Деформации материала R' , имеющего показатель α' при напряжении $\mu'R'$, и материала R с показателем α в момент разрушения последнего при напряжении R будут по закону плоских сечений равны:

$$\varepsilon = -\frac{1,1}{\alpha'} \ln\left(1 - \frac{\mu'R'}{1,1R'}\right) = -\frac{1,1}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{R}{1,1R}\right) = \frac{2,64}{\alpha}. \quad (4.49)$$

Отсюда определяем:

$$\ln\left(1 - \frac{\mu'}{1,1}\right) = \frac{2,4\alpha'}{\alpha}; \quad (4.50)$$

$$\mu' = 1,1\left(1 - e^{-\frac{2,4\alpha'}{\alpha}}\right). \quad (4.51)$$

Аналогично этому определяем μ'' для материала R'' с показателем α'' :

$$\mu'' = 1,1\left(1 - e^{-\frac{2,4\alpha''}{\alpha}}\right). \quad (4.52)$$

По эти формулам, зная соотношение $\frac{\alpha'}{\alpha}$ и $\frac{\alpha''}{\alpha}$, можем для любой комбинации материалов найти величины μ' и μ'' .

Значения α для различных кладок были приведены выше. Для этих значений α вычислены коэффициенты μ , данные в табл. 4.7.

Таблица 4.7

Степень использования μ материалов различной упругости
при совместном сжатии

$\alpha \backslash \alpha'$	2000	1000	750	350	250
2000	1,000	0,769	0,653	0,377	0,285
1000	-	1,000	0,918	0,625	0,496
750	-	-	1,000	0,741	0,606
350	-	-	-	1,000	0,901
250	-	-	-	-	1,000

При внутренних слоях из литого бетона величина α определяется путем деления начального модуля упругости E_0 на призмную прочность бетона и величина μ определяется по формуле (4.51).

Прочность многослойных стен различных типов с наружными стенками из кирпичной кладки и из силикатных блоков с заполнением из литого шлакобетона, шлакобетонных камней, ксило-силикатных вкладышей и шлаковой засыпки была проверена экспериментально в лаборатории каменных конструкций ЦНИПС, причем теоретические предпосылки, изложенные выше, полностью подтвердились. Экспериментальные значения (по опытам Н.И. Кравчени) для различных материалов при наружных слоях из кирпичной кладки на сложных растворах марки 15-30 приведены в табл. 4.8.

Таблица 4.8

Экспериментальные значения μ для различных материалов вкладышей
многослойных кирпичных кладок на сложных растворах
по опытам ЦНИПС

Виды вкладышей	Из опытов с многослойной кладкой	Из отдельного испытания материала	Рекомендуется для расчета
Шлакобетон 1:2:24 ($R = 10 \text{ кг/см}^2$, $\gamma = 1200 \text{ кг/м}^3$)	0,48	0,62	0,5
Шлакобетонные камни ($R = 20 \text{ кг/см}^2$, $\gamma = 1400 \text{ кг/м}^3$)	0,89	0,89	0,9
Силикат-органики ($R = 18 \text{ кг/см}^2$, $\gamma = 800 \text{ кг/м}^3$)	0,86	0,55	0,5

Зная μ , мы без труда можем определить прочность и допускаемое напряжение на многослойную кладку. Обозначим через F_1 площадь сечения слоя с R_1 и F_2 – площадь сечения слоя с R_2 и отношения площадей $\frac{F_2}{F_1} = \alpha$. Полная разрушающая нагрузка стены с площадью брутто $F_1 + F_2$ будет:

$$P = R_1 F_1 + \mu R_2 F_2. \quad (4.53)$$

Отсюда получаем:

$$R_{\text{брутто}} = \frac{P}{F_1 + F_2} = \frac{R_1 F_1 + \mu R_2 F_2}{F_1 + F_2} = \frac{R_1 + \mu \alpha R_2}{1 + \alpha}. \quad (4.54)$$

Если мы расчет ведем по одному более жесткому слою, то прочность кладки $R_{\text{нетто}}$ определяется по формуле:

$$R_{\text{нетто}} = \frac{P}{F_1} = R_1 + \mu \alpha R_2. \quad (4.55)$$

Для кладки Попова в 2 кирпича $F_1 = F_2$, следовательно $\alpha = 1$. По формулам (4.36) и (4.37) получаем:

$$R_{\text{брутто}} = \frac{R_1 + \mu R_2}{2}; [\sigma]_{\text{брутто}} = \frac{R_{\text{брутто}}}{3} = \frac{[\sigma]}{2} + \frac{\mu R_2}{6}; \quad (4.56)$$

$$R_{\text{нетто}} = R_1 + \mu R_2; [\sigma]_{\text{нетто}} = \frac{R_{\text{нетто}}}{3} = [\sigma] + \frac{\mu R_2}{3}. \quad (4.57)$$

Для каждого материала заполнения принимаются соответствующие значения μ и R_2 .

По этому же принципу ведется расчет кладки с засыпками, принимая $\mu = 0$. Иначе сказать, расчет ведется по сечению нетто.

Эксперименты показали, что во всех случаях применения тонкой кирпичной кладки в полкирпича с соответствующими связями мы имеем повышение временного сопротивления кладки на 10-20 %. Это в равной мере относится к кладкам с засыпками, с термовкладышами и бетонным заполнением. Однако в запас прочности нормы проектирования каменных конструкций этого повышения прочности не используют, и расчет ведется по обычным допускаемым напряжениям на кладку.

Принципы расчета многослойных кладок применимы для всех случаев расчета сложных конструкций, состоящих из кладок с различными модулями упругости, в которых соответствующими обвязками или перевязкой в штрабу обеспечена совместная работа отдельных участков кладки и общие деформации при сжатии. Примером может служить сложная стена, показанная на рис. 4.27, состоящая из столбов на прочном растворе и заполне-

ния на слабом растворе. Если нагрузка на такую стену передается через общую плиту или же обе кладки соединены штрабой в процессе кладки, то участие столба и стены в общей работе может быть определено по формулам этой главы. Расчет может вестись по способу приведения к более прочному материалу.

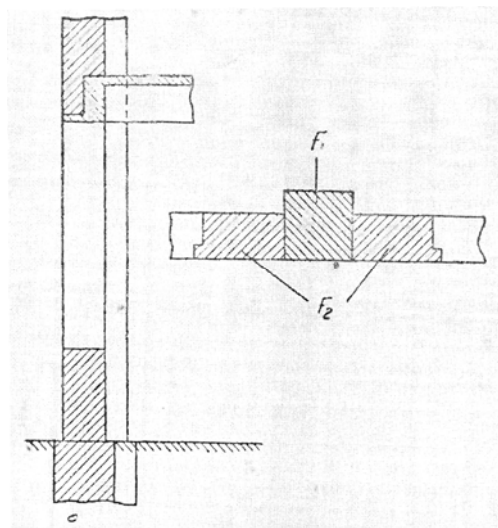


Рис. 4.27. Сложный простенок из кладок различной жесткости

Приведенная площадь будет:

$$F' = F_1 + \frac{\mu R_2}{R_1} F_2. \quad (4.58)$$

Напряжения в столбе определяются по формуле:

$$\sigma = \frac{P}{F'} = \frac{P}{F_1 + \frac{\mu R_2}{R_1} F_2} \leq [\sigma]. \quad (4.59)$$

Излагаемый здесь метод расчета может быть распространен и на совместную работу железобетона с кладкой в частности на работу кирпичных колонн с железобетонным ядром.

Как было установлено выше, степень использования прочности материалов зависит от отношения начального модуля упругости материала E_0 к его временному сопротивлению. Для железобетона марки М100 начальный модуль упругости $E_0 = 280000 \text{ кг/см}^2$. Временное сопротивление определяется в зависимости от процента армирования p по формуле:

$$R = R_{\text{пр}} + 25p.$$

Процент армирования для описываемых конструкций составляет 1-2 %, в среднем 1,5 %. Призменная прочность бетона марки М100 составляет 88

кг/см². Отсюда получаем временное сопротивление железобетона при 1,5 % армирования:

$$R = 88 + 1,5 \cdot 25 = 125 \text{ кг/см}^2.$$

Исходя из полученных значений $E_0 = 280000 \text{ кг/см}^2$ и $R = 125 \text{ кг/см}^2$, получаем:

$$\alpha = \frac{E_0}{R} = \frac{280000}{125} = 2240.$$

При работе рассматриваемой конструкции будут иметь значение усадочные деформации в бетоне, так как бетонирование производится после возведения кладки и связь кладки и бетона будет препятствовать усадочным деформациям, которые в тяжелом бетоне принимаются в 0,15 мм/м. Влияние усадочных деформаций в бетоне можно выразить посредством соответствующего уменьшения модуля упругости бетона. Эти деформации вызовут растяжение в бетоне, и таким образом бетон при совместном сжатии с кладкой будет работать, как материал с несколько пониженным модулем упругости. Относительная деформация в железобетоне с $\alpha = 2240$ в момент разрушения может быть определена по табл. 4.8:

$$\varepsilon_R = \frac{1000}{2240} \cdot 2,64 \text{ мм/м} = 1,18 \text{ мм/м}.$$

С добавлением усадочной деформации мы получим полную деформацию кладки $1,18 + 0,15 = 1,33 \text{ мм/м}$. Этой деформации соответствует следующее значение α :

$$\alpha = \frac{1000 \cdot 2,64}{1,33} = 2000.$$

Таким образом степень использования кладки можно определить по табл. 4.7 для $\alpha = 2000$ в зависимости от α кладки, что в свою очередь зависит от раствора.

Так как в данном случае основной конструкцией, прочность которой полностью используется, является железобетон, то для железобетонного ядра коэффициент запаса может быть принят, как для железобетонных колонн, т.е. 2,2. Возникающие при этом напряжения в кладке различных видов даны в табл. 4.9.

Т а б л и ц а 4 . 9

Напряжения в кладке различных видов

α	2000	1000	750	350	250
В долях R	0,45	0,35	0,30	0,17	0,13
В долях от $[\sigma]$	1,35	1,05	0,90	0,51	0,39

Отсюда следует, что ввиду большего коэффициента запаса для кладки по сравнению с железобетоном использование кладки с $\alpha = 1000$ и 750 может быть принято полным в соответствии с установленными допускаемыми напряжениями на кладку. Таковыми является большинство кладок на тяжелых растворах.

Для более сжимаемых кладок при $\alpha = 350$ кладка может быть использована только на 50 % от допускаемых напряжений и при $\alpha = 250$ – на 40 % от допускаемых напряжений. Это относится к большинству легких (шлаковых) растворов.

Отсюда можно рекомендовать следующую формулу:

$$P = (P_1 + \mu F[\sigma])\varphi. \quad (4.60)$$

5. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТЕН ИЗ АРМИРОВАННОЙ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ

5.1. Рабочая программа экспериментальных исследований стен

Проведенный анализ исследований стен позволил установить, что каменная кладка в стенах работает в основном в условиях плоского напряженного состояния. Однако немногочисленные и разрозненные экспериментальные исследования, проведенные в этом направлении, не позволяют разработать метод расчета, учитывающий особенности сопротивления армированных стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил.

Планирование данной диссертации осуществлялось на основе комплексной программы исследований стен, которая выполняется на кафедре строительных конструкций Пензенской ГАСА. Целью программы является разработка нового метода расчета стен из различных материалов, базирующегося на расчетной каркасно-стержневой модели.

Принцип построения программы исследований стен из армированной каменной кладки заключался в выборе геометрических размеров образцов и основных факторов, влияющих на прочность стен. Схема программы показана на рис. 5.1.

Выбор схемы нагружения основывался на действительной работе стен, когда вертикальная нагрузка равномерно распределяется по длине стены, горизонтальная нагрузка концентрируется в верхнем и нижнем уровне стены и передается равномерно по длине. Схема приложения нагрузки являлась постоянной для всех видов исследований.

Выявлено и принято в исследованиях два основных фактора.

В качестве первого фактора было принято соотношение вертикальных и горизонтальных сил при изменении величины вертикальной нагрузки $N=(0 \div 1,0)N_u$, где N_u – разрушающая вертикальная сила при горизонтальной равной нулю.

В качестве второго фактора было принято изменение процента армирования μ , равное $\mu=0\%$; $0,14\%$; $0,25\%$; $0,54\%$.

В зависимости от размеров образцов программа имеет четыре направления. Внутри каждого направления изменялся фактор соотношения сил Q/N при поэтапном изменении N , то есть вертикальная нагрузка принималась $N=0$; $N=0,25N_u$; $N=0,5N_u$ и $N=N_u$, рис. 5.1. В целом программа исследований позволяет получить полную информацию о характере работы и видах разрушения стен из армированной каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил и изменении соотношения размеров сторон.

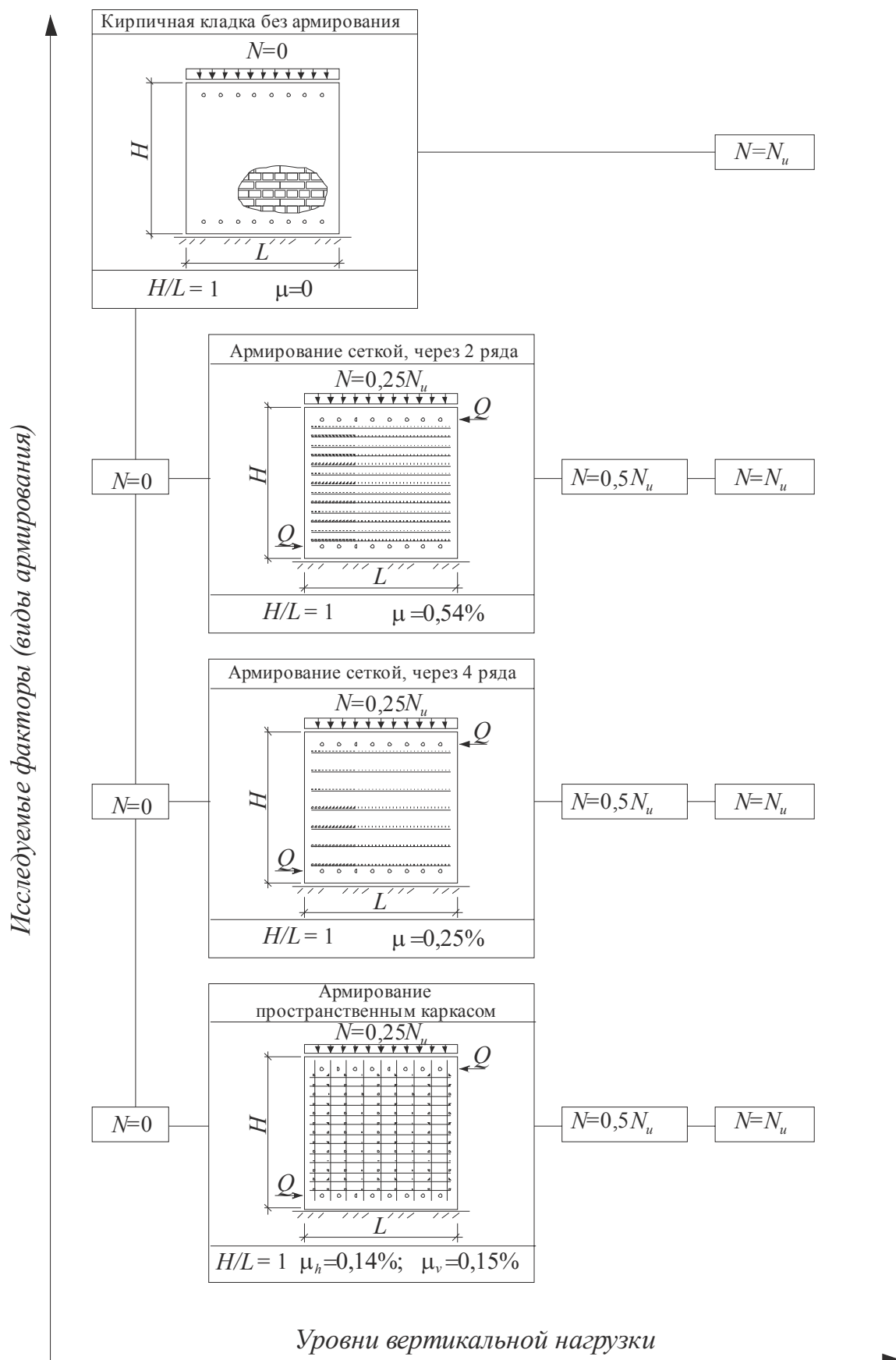


Рис. 5.1. Схема программы исследований стен

5.2. Опытные образцы стен

За основу при проектировании опытных образцов принимались типовые решения по проектированию стен из каменной кладки для жилых и гражданских зданий. Опытные стены выполнялись из моделей глиняного кирпича, изготовленных в масштабе 1:2, с размерами 125х60х32,5 мм. Всего было изготовлено четырнадцать образцов фрагментов стен толщиной 19,8 см. Длина и высота образцов принималась постоянной и равной $H = L = 120$ см. Для удобства перемещения стены выкладывались на специальных металлических пластинах, позволяющих их транспортировать к месту испытания. Кладка выполнялась с перевязкой через каждый ряд. Разборка кладки после испытаний образцов показала на сравнительно высокий процент заполнения горизонтальных и вертикальных швов раствором (90-95 %). Кирпичи предварительно увлажнялись водой. Конструкция опытных образцов показана на рис. 5.2 и 5.3, характеристики опытных образцов в табл. 5.1.

Стены изготавливались автором, имеющим третий разряд каменщика, в лаборатории кафедры Строительных конструкций Пензенской ГАСА при средней температуре воздуха +18 °С.

5.3. Определение физико-механических свойств каменной кладки опытных образцов стен

5.3.1. Физико-механические свойства камней, раствора и арматуры

Для изготовления образцов стен и стандартных столбов-призм применялись модели глиняного кирпича пластического прессования, полученные с кирпичного завода № 1 г. Пензы, со средним пределом прочности при сжатии $R_{сж} = 14,0$ МПа и на изгиб $R_{изг} = 2,2$ МПа. В табл. 5.2 приведены данные по прочности камней для призм и стен.

Определение физико-механических характеристик моделей кирпича производилось непосредственно после испытания опытных образцов в соответствии с ГОСТ 8462-85.

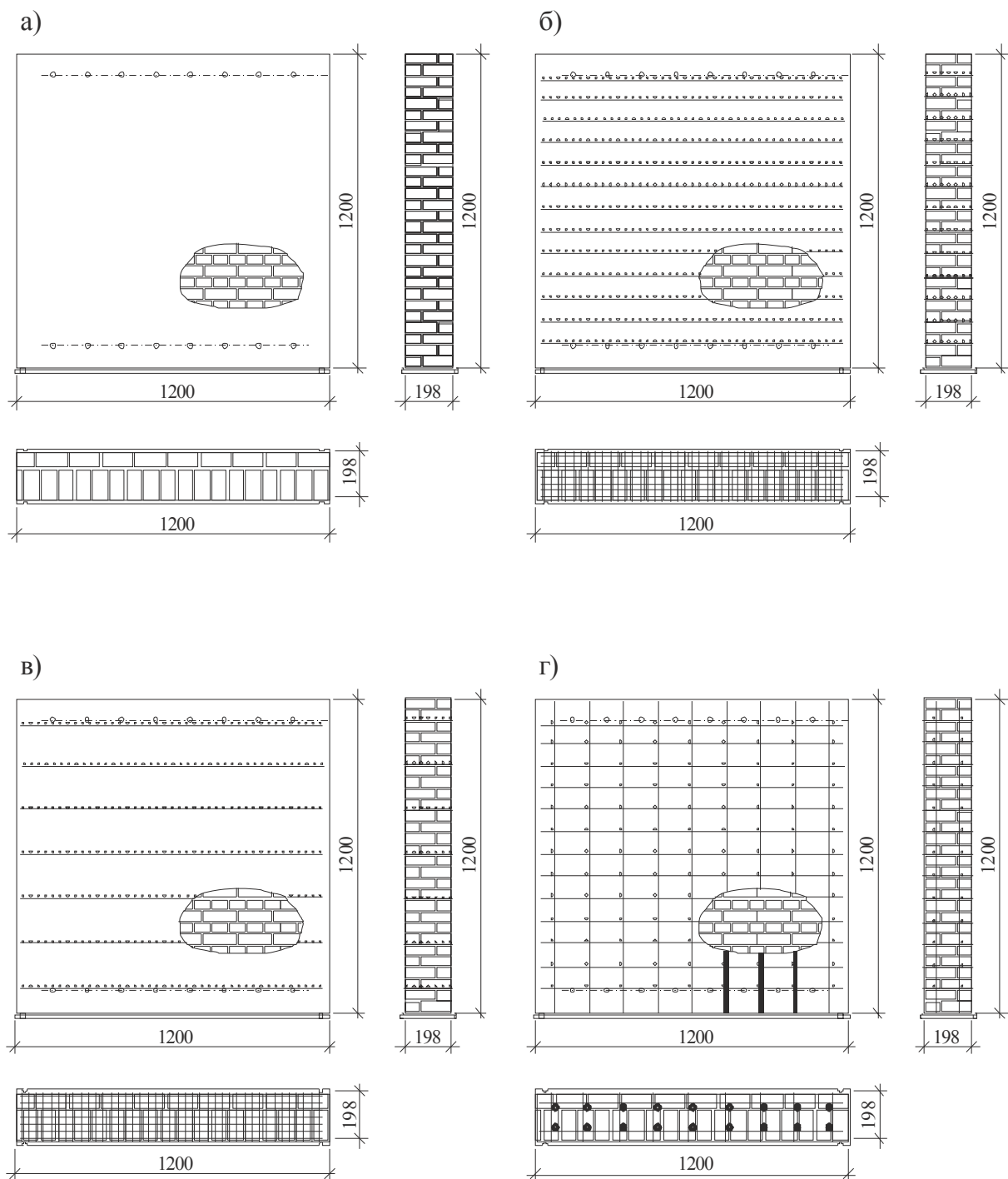


Рис. 5.2. Конструкции опытных образцов:
а – серии СК-1; б – серии СКА-2; в – серии СКА-3; г – серии СКА-4

а)



б)

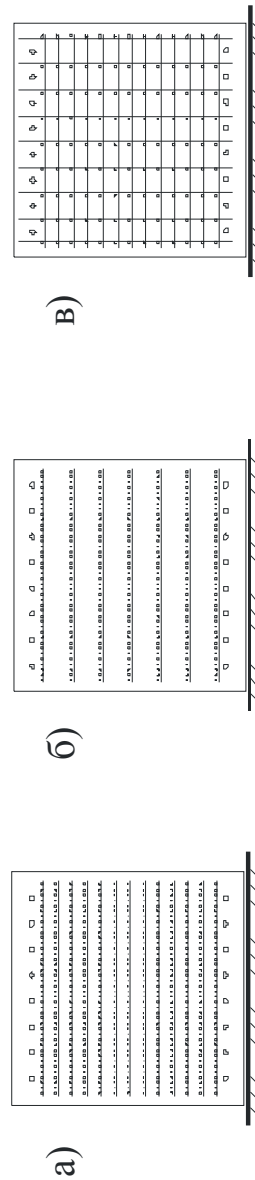


Рис. 5.3. Конструкции опытных образцов:
а – серии СКА-2, СКА-3; б – серии СКА-4

Таблица 2.1

Таблица характеристик и нагрузок

№ п/п	Марка образцов	Кирпич $R_{сж}$, МПа	Раствор R , МПа	Армирование			N_{test} , кН	Q_{test} , кН	N/N_u
				Вид ар- матуры	Ø и класс	μ_H, μ_V			
1.	СК-1-1	14,0	10,2	-	-	-	0	150	0
2.	СК-1-2*	14,0	12,9	-	-	-	396	275	0,25*
3.	СК-1-3*	14,0	8,1	-	-	-	791	333	0,5*
4.	СК-1-5	14,0	14,3	-	-	-	1582	0	1
5.	СКА-2-1	14,0	12,7	A	I	0,54%	0	237,5	0
6.	СКА-2-2	14,0	12,9	—	—	—	850	550	0,25
7.	СКА-2-3	14,0	8,1	—	—	—	1702	500	0,5
8.	СКА-2-5	14,0	10,1	—	—	—	3404	0	1
9.	СКА-3-1	14,0	11,7	Б	I	0,25%	0	212,5	0
10.	СКА-3-2	14,0	8,4	—	—	—	745	420	0,25
11.	СКА-3-3	14,0	11,2	—	—	—	1491	450	0,5
12.	СКА-3-5	14,0	15,4	—	—	—	2980	0	1
13.	СКА-4-1	14,0	13,9	В	I	0,14%	0	112,5	0
14.	СКА-4-2	14,0	10,2	—	—	0,15%	468	275	0,25
15.	СКА-4-3	14,0	12,6	—	—	—	935	400	0,5
16.	СКА-4-5	14,0	12,1	—	—	—	1870	0	1



Вид армирования испытываемых армированных стен их кирпичных кладки.

Прочностные характеристики камней определялись по результатам испытаний пяти кирпичей на изгиб и десяти на сжатие. Схема и общий вид испытаний показаны на рис. 5.4 и рис. 5.5. На изгиб модели кирпича испытывались как балка с шарнирными опорами, нагруженная в середине пролета сосредоточенной силой. Длина пролета составляла 10 см. В местах опирания кирпича на опоры и в месте приложения сосредоточенной силы был подложен технический войлок. Испытания моделей кирпича на сжатие производилось парами, между камнями был подложен войлок для более равномерной передачи нагрузки.

Т а б л и ц а 5.2

Результаты испытаний кирпича на сжатие и изгиб

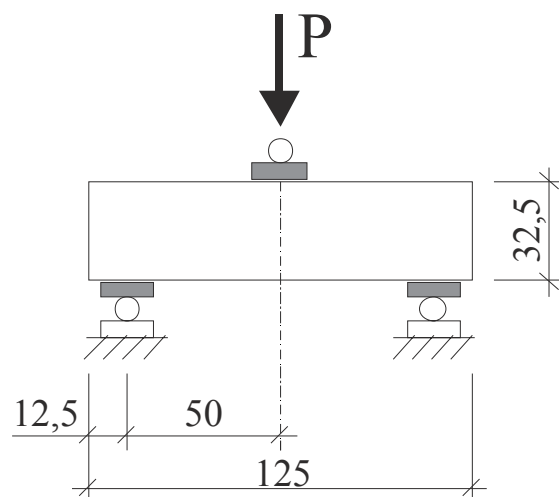
Предел прочности кирпича, МПа				$R_{изг}/R_{сж}$
при сжатии $R_{сж}$		при изгибе $R_{изг}$		
частные значения	среднее значение	частные значения	среднее значение	
1	2	3	4	5
15,2; 15,2; 15,1; 11,7; 12,8	14,0	1,8; 2,5; 2,6;1,7; 2,4	2,2	0,16

Кладка образцов выполнялась на цементно-песчаном растворе состава 1:3 со средним пределом прочности на сжатие $R=11,7$ МПа. В качестве вяжущего применялся портландцемент марки 400, а в качестве заполнителя – кварцевый песок. Приготовленный раствор имел консистенцию, соответствующую усадке конуса 9-13 см.

Определение физико-механических свойств раствора производилось согласно ГОСТ 5802-86. Для каждого столба-призмы и образца стены было испытано три кубика раствора со стороной 70,7 мм. Кубики изготавливались во время изготовления опытных образцов в специальных металлических формах без дна. Формы были поставлены на кирпич, покрытый газетной бумагой, смоченной водой. Испытание кубиков раствора производилось непосредственно после испытания опытных образцов. Схема и общий вид испытания показаны на рис. 5.6. До этого образцы раствора хранились при тех же условиях, что и опытные образцы призм и стен. Данные по прочности раствора при сжатии приведены в табл. 5.3.

Физико-механические характеристики кладки определялись согласно методики СНиП II-22-81.

а)



б)

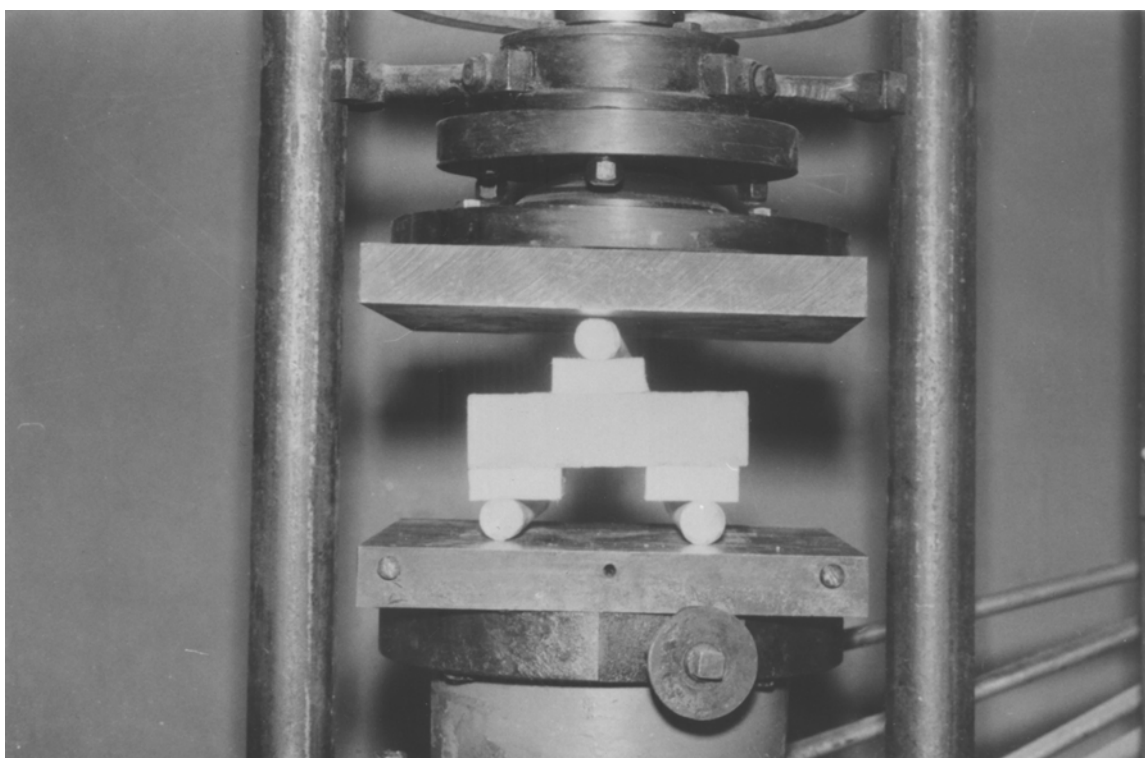
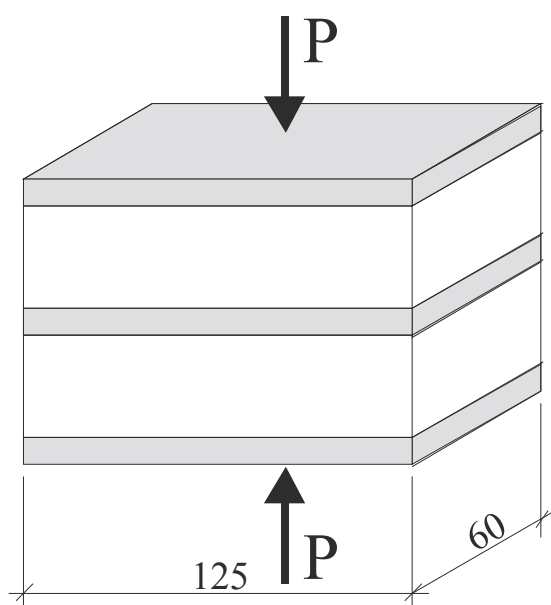


Рис. 5.4. Схема и общий вид испытания камней на изгиб:
а – схема испытания; б – общий вид

а)



б)

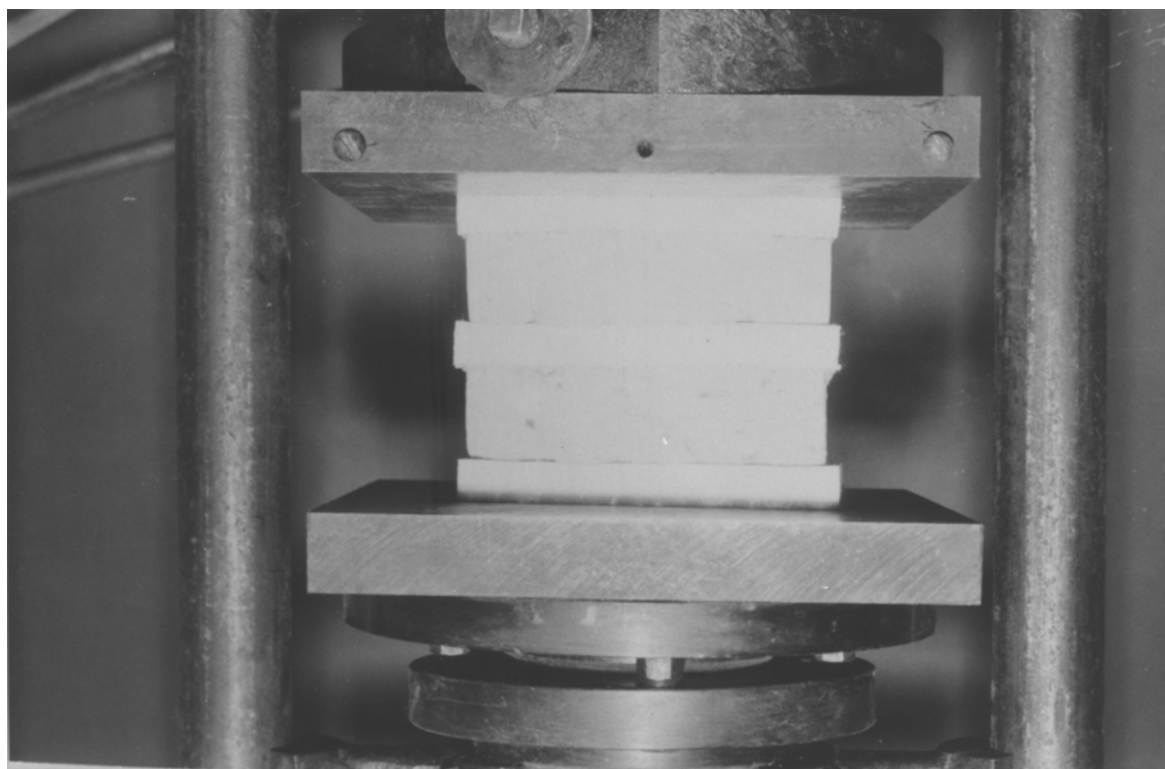
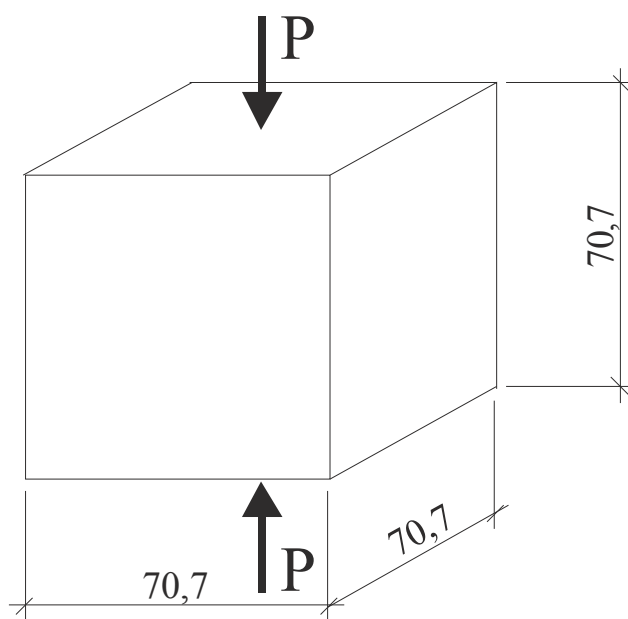


Рис. 5.5. Схема и общий вид испытания камней на сжатие:
а – схема испытания; б – общий вид

а)



б)

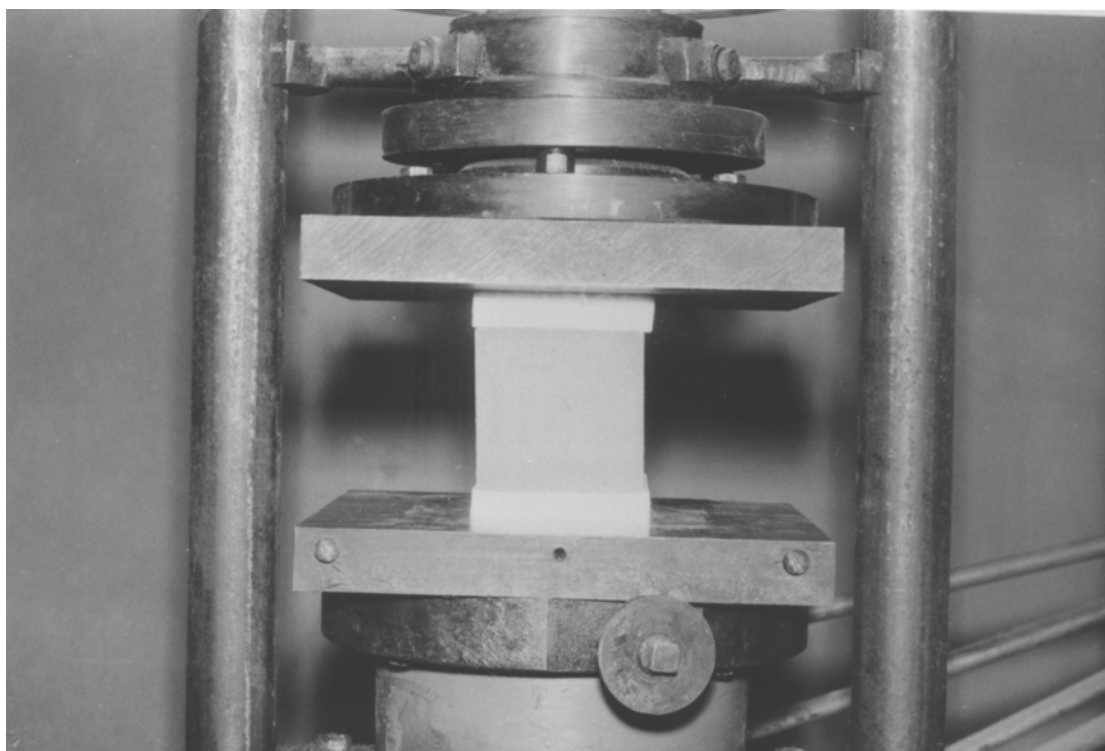


Рис. 5.6. Схема и общий вид испытания образцов раствора на сжатие:
а – схема испытания; б – общий вид

Таблица 5.3

Результаты испытаний раствора на сжатие

Образец	Предел прочности раствора R , МПа	
	частные значения	среднее значение
1	2	3
Пр-1	13,9; 12,1; 12,1	12,7
Пр-2	14,1; 11,5; 14,7	13,4
Пр-3	13,8; 11,9; 12,9	12,9
Пр-4	9,7; 8,2; 9,8	9,2
Пр-5	9,7; 8,2; 9,8	9,2
Пр-6	12,4; 13,7; 12,8	13,0
СК-1-1	7,3; 10,3; 13,0	10,2
СК-1-2	11,5; 14,5; 16,9	14,3
СКА-2-1	11,6; 13,9; 12,6	12,7
СКА-2-2	10,8; 14,1; 13,8	12,9
СКА-2-3	6,3; 10,2; 7,8	8,1
СКА-2-5	8,5; 10,2; 11,6	10,1
СКА-3-1	12,2; 13,9; 9,0	11,7
СКА-3-2	7,5; 9,2; 8,5	8,4
СКА-3-3	10,8; 13,9; 8,9	11,2
СКА-3-5	13,2; 14,5; 18,5	15,4
СКА-4-1	9,8; 14,1; 17,8	13,9
СКА-4-2	8,3; 10,3; 12,0	10,2
СКА-4-3	13,6; 13,9; 10,3	12,6
СКА-4-5	13,6; 11,6; 11,1	12,1

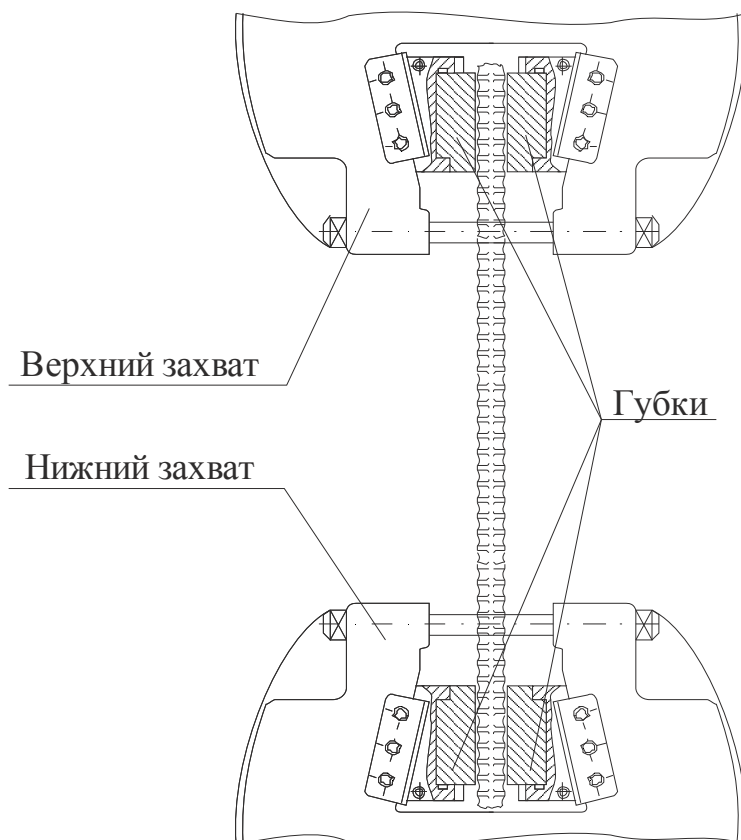
Определение физико-механических свойств проволоки Вр-I ГОСТ 6727-80* производилось согласно ГОСТ 10446-80* (рис. 5.7). Для каждой партии проволоки было испытано 6 образцов стержней. Деформации удлинения замерялись индикатором с ценой деления 0,001 мм на базе 150 мм. Данные испытаний приведены в табл. 5.4 и рис. 5.7.

Таблица 5.4

Физико-механические характеристики проволоки

Диаметр и класс проволоки	Площадь поперечного сечения стержня, мм ²	Предел текучести σ_t , МПа	Временное сопротивление σ_b , МПа	Модуль упругости E_s , МПа
1	2	3	4	5
Ø5 Вр-I	19,63	547,63	616,4	$2,0 \cdot 10^5$
Ø3 Вр-I	7,07	388,97	671,85	$2,1 \cdot 10^5$

а)



б)

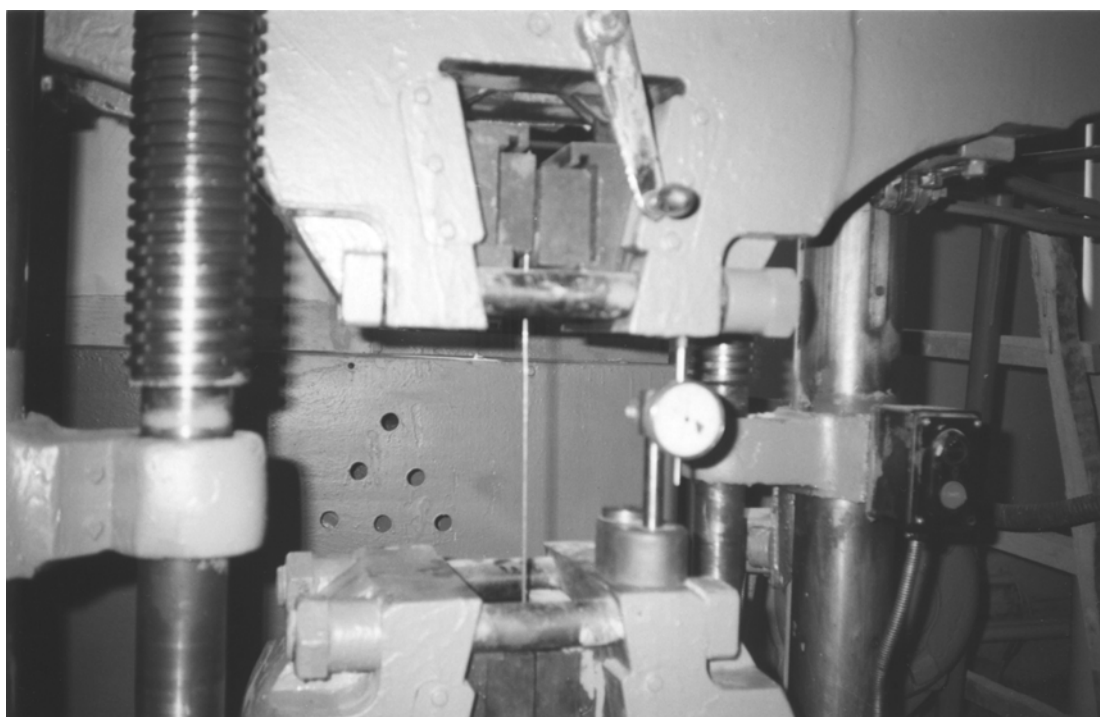


Рис. 5.7. Схема и общий вид испытания образцов арматуры на растяжение:
а – схема испытания; б – общий вид

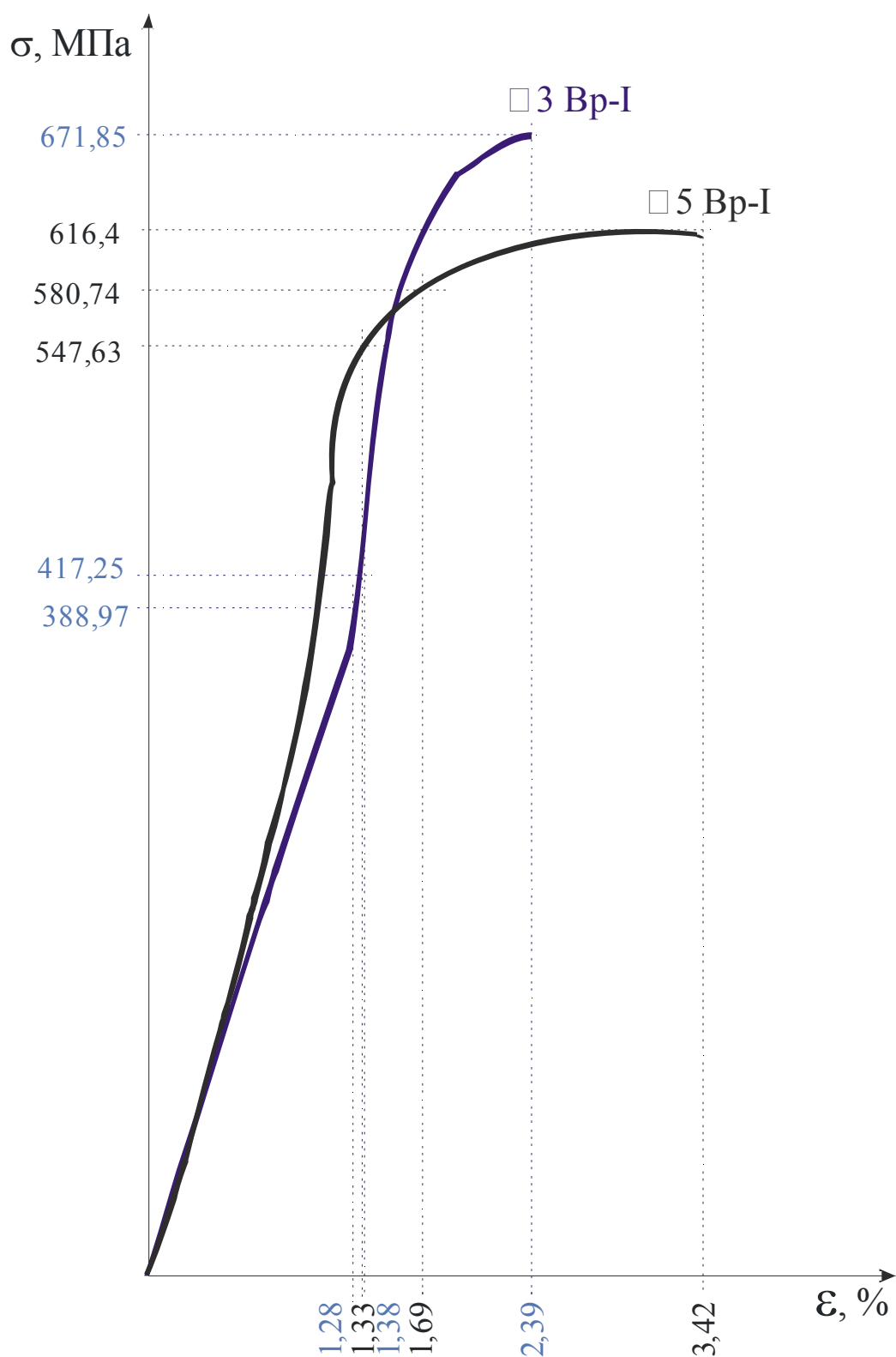


Рис. 5.8. Диаграмма s-ε растяжения образцов стержней проволоки
1 – для проволоки Вр-I Ø5; 2 – для проволоки Вр-I Ø3

5.3.2. Испытание стандартных призм из каменной кладки

С целью определения нормативной призмной прочности кладки R'' были изготовлены и испытаны 6 эталонных столбов-призм сечением 19×25,5 см (полтора на два кирпича) и высотой 0,6 м. При чем кладка трех стандартных столбов была выполнена по цепной системе перевязки, остальных – по трехрядной системе профессора Л.И. Онищика, рис. 5.9.

Эталонные призмы выкладывались из моделей глиняного кирпича, в масштабе 1:2, с размерами 125×60×32,5 мм на металлических поддонах. Кирпичи предварительно увлажнялись водой.

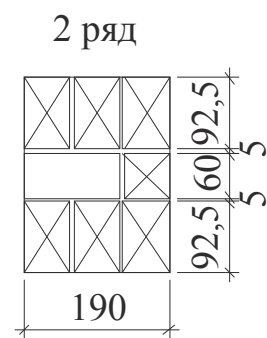
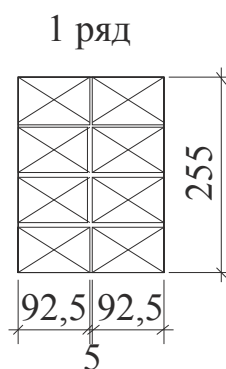
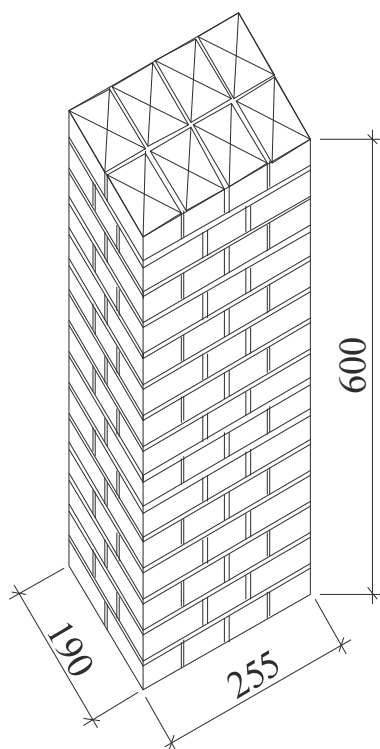
Эталонные столбы-призмы испытывались в силовой раме на сжатие. Нагружение образцов призм производилось гидравлическим домкратом ДГ-100 поэтапно по 50 кН. После каждого этапа делалась выдержка – 5-10 минут, снимались показания приборов, производился визуальный осмотр призм. В качестве измерительных приборов использовались индикаторы часового типа, установленные по боковым граням испытываемого образца. Общий вид испытания показан на рис. 5.10. Результаты испытания призм приведены на рис. 5.11 и в табл. 5.5.

Т а б л и ц а 5 . 5

Результаты испытаний призм на сжатие

Образец	Разрушающая нагрузка, кН	Система перевязки
1	2	3
Пр-1 Пр-2 Пр-3	470 600 585	цепная
Пр-4 Пр-5 Пр-6	480 460 565	трехрядная

а)



б)

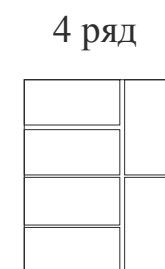
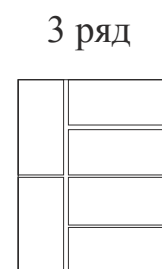
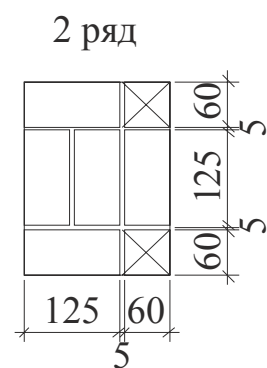
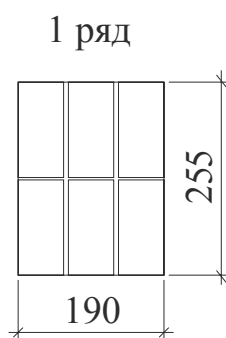
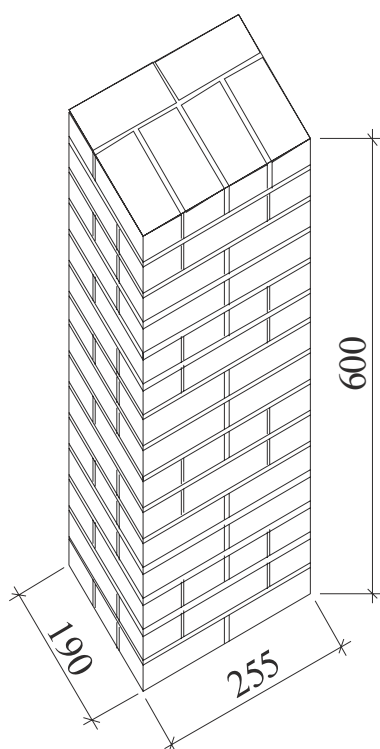
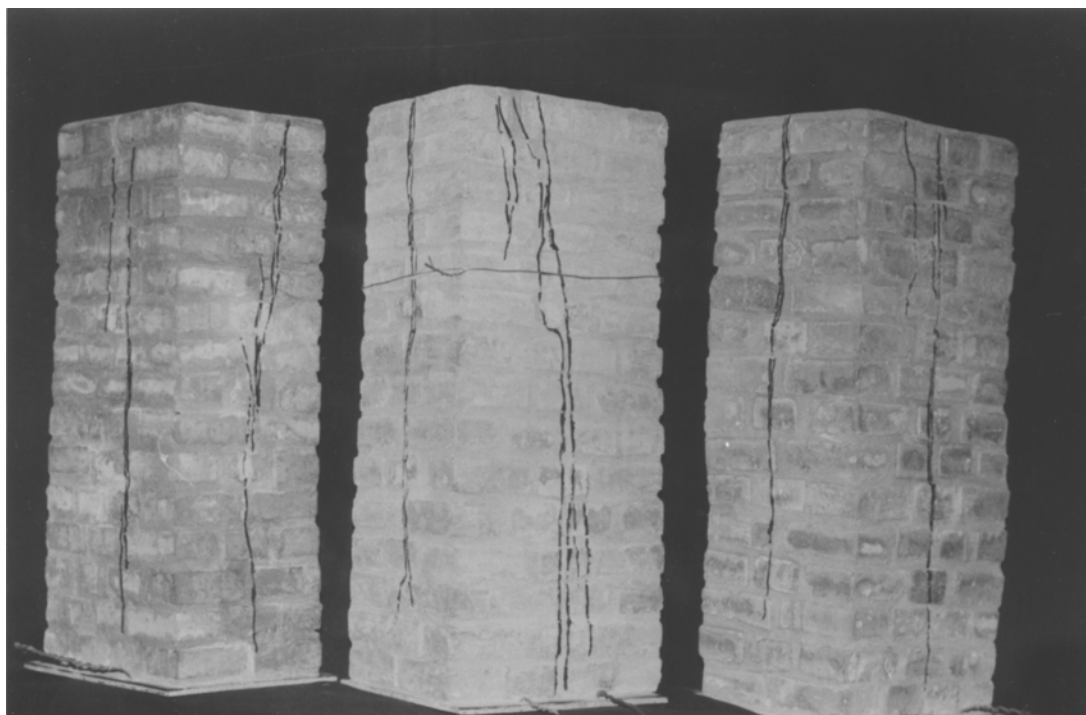


Рис. 5.9. Конструкция эталонных образцов-столбов:
а – по цепной системе перевязки; б – по трехрядной системе перевязки



Рис. 5.10. Общий вид испытания стандартных столбов-призм на сжатие

а)



б)



Рис. 5.11. Общий вид разрушения стандартных столбов-призм, выполненных по цепной системе перевязки (а) и по трехрядной системе проф. Л.И. Онищика (б)

5.4. Методика испытаний

5.4.1. Проектирование и изготовление силовой установки

Для испытаний стен проектировалась и изготавливалась металлическая силовая установка, позволяющая создавать вертикальную и горизонтальную силы. Установка состоит из двух частей: устройства для приложения вертикальной нагрузки и устройства для приложения горизонтальной нагрузки.

Схема силовой установки и ее внешний вид показаны на рис. 5.12 и рис. 5.13.

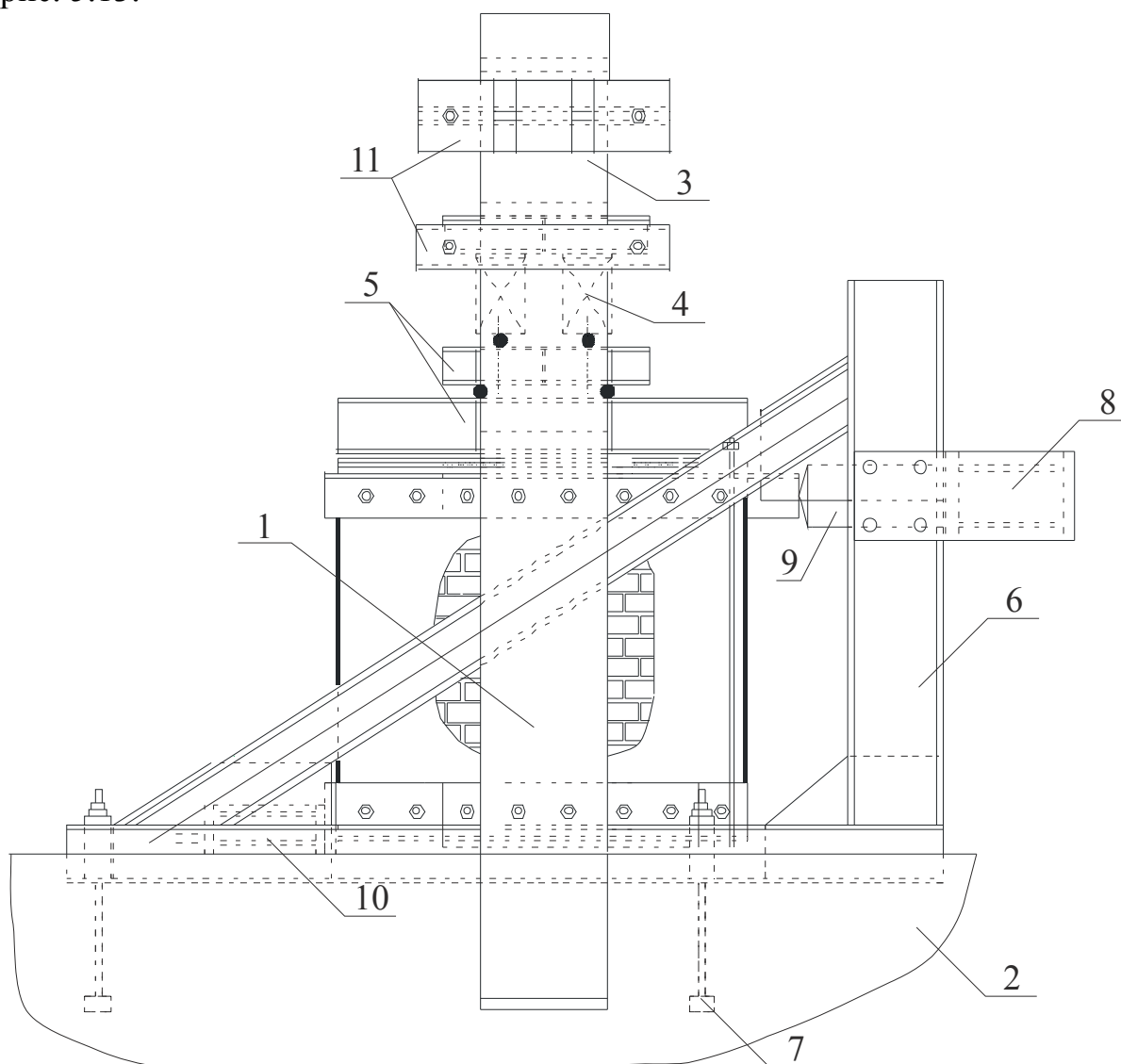


Рис 5.12. Схема силовой установки:

1 – вертикальные тяги; 2 – силовой пол; 3 – траверса; 4 – гидравлический домкрат ДГ-200; 5 – система траверс; 6 – треугольные упоры; 7 – анкерные болты; 8 – траверса; 9 – гидравлический домкрат ДГ-100; 10 – траверса; 11 – стяжные тяги



Рис. 5.13. Общий вид силовой установки при испытании стен

Устройство для приложения вертикальной нагрузки представляет собой силовую раму, состоящую из двух вертикальных тяг (1), закрепленных в ручьях силового пола (2) и соединенных в верхней части с помощью болтов специальной траверсой (3). Нагружение стен вертикальной нагрузкой осуществлялось вертикально расположенным гидравлическим домкратом ДГ-200 (4) равномерно через систему траверс (5). Вертикальная нагрузка от траверсы, в которую упирается домкрат, передается на вертикальные тяги через опорные столики, а болты, соединяющие траверсу с тягами, выполняют роль монтажных болтов.

Устройство для приложения горизонтальной нагрузки состоит из двух треугольных упоров (6) и двух траверс. Нижняя сторона упоров имеет сечение [18 и крепится к силовому полу с помощью анкерных болтов (7). В верхней части, имеющей сечение [30, к упорам присоединяется с помощью болтов траверса (8), в которую упирается гидравлический домкрат ДГ-100 (9). Нагрузка на упоры от траверсы передается через опорные столики. Особенностью силовой рамы является устройство, состоящее из направляющих 2 L140 и 2 L180, расположенных соответственно в уровне верхней и нижней граней стены по обе ее стороны.

Направляющие по толщине стены были объединены шпильками $\varnothing 22$, расположенными равномерно по длине с шагом 132 мм. С помощью этих шпилек горизонтальная сила, развиваемая домкратом, равномерно и точно передавалась на стену. Для того, чтобы не допустить перемещения образца относительно упоров, в их нижней части устанавливается траверса (10), в которую упираются направляющие нижней грани стены.

5.4.2. Испытания фрагментов стен (приборы, схемы нагружения)

Нагружение стен вертикальной и горизонтальной силами производилось гидравлическими домкратами ДГ-200 и ДГ-100 по следующей схеме. Вначале вертикальная нагрузка этапами по 50 кН доводилась до проектного значения. Затем, также этапами по 12,5 кН, прикладывалась горизонтальная нагрузка. После каждого этапа делалась выдержка – 5-10 минут, снимались показания приборов, производился визуальный осмотр поверхности стен.

Разрушение производилось горизонтальной силой. Образование трещин фиксировалось, ширина их раскрытия измерялась с помощью трубки Брюнелля.

6. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ФРАГМЕНТОВ СТЕН

В данной главе ставилась задача проанализировать результаты экспериментальных исследований армированных стен, используя метод сопоставления с соответствующими результатами испытания неармированных кирпичных стен. Целью анализа является определение напряженно-деформированного состояния армированных стен, оценка закономерности изменения разрушающих усилий и усилий образования трещин при изменении изучаемых факторов – схемы армирования, количества арматуры и величины соотношения вертикальных и горизонтальных сил. Необходимо напомнить, что для сопоставления каждого фрагмента армокирпичных стен с образцом-аналогом неармированных стен были использованы результаты испытаний кирпичных стен, проведенных в работе, при этом указанные испытания были дополнены недостающими образцами-аналогами, испытанными при $N = 0$ и при $Q = 0$.

6.1. Стены из каменной кладки при различных соотношениях усилий

6.1.1. Характер образования и развития трещин в кладке. Схемы разрушения стен

Рассмотрим характер образования и развития трещин и схем разрушения поочередно для каждого фрагмента кирпичных стен.

СК-1-1, $N = 0$, неармированный. Условимся обозначение трещин принимать в соответствии с их классификацией, приведенной в работе. При горизонтальной нагрузке Q , равной $0,35Q_u$ в средней части стены образовалась наклонная трещина Т-Г, разделяющая сжатую и растянутую зону. Длина трещины составила примерно $1/3L$, где L – длина стены. Ширина раскрытия трещины составила 0,5 мм. При нагрузке $Q = 0,44Q_u$ происходило развитие трещины Т-Г в верхней зоне, траектория которой является параллельной трещине Т-Г. Ширина раскрытия – 0,3 мм. Подобный характер образования трещин Т-Гн отмечался в нижней зоне стены при нагрузке $Q = 0,87Q_u$. При дальнейшем росте нагрузки происходило увеличение ширины раскрытия указанных трещин. Одновременно с ростом нагрузки поочередно появлялись наклонные трещины в верхней части стены под опорными точками передачи горизонтальной нагрузки. Эти трещины названы Т-С. Они представляют собой серию прерывистых трещин в сжатой зоне, рис. 6.1 и 6.2. Ширина раскрытия трещин Т-С в целом примерно в два раза меньше ширины трещин Т-Г и Т-О. Разрушение произошло при нагрузке $Q = 150$ кН. В момент разрушения происходило раздавливание кладки, одно-

временно образовывались и широко раскрывались наклонные трещины Т-О, характерные для разрушения. При разрушении происходило выкрашивание берегов единой наклонной зияющей трещины Т-О, образовавшейся в результате слияния вышеуказанных трещин.

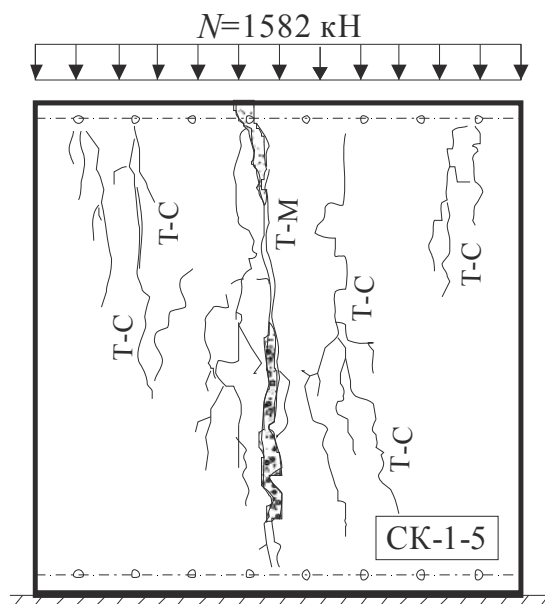
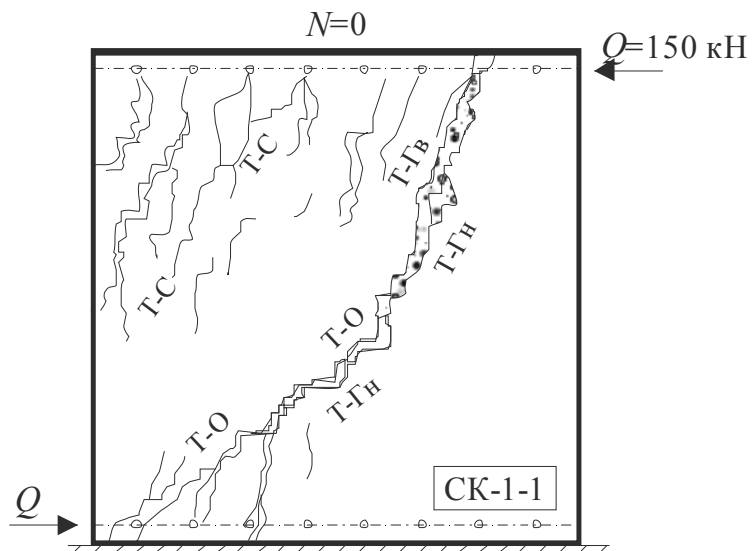


Рис. 6.1. Схемы образования характерных трещин в образцах СК-1-1 ÷ СК-1-5. Виды разрушения: Т-О – основные трещины; Т-Г – граничные трещины; Т-С – трещины в сжатой зоне

СК-1-5, $Q = 0$, неармированный. При нагрузке $N = 0,78N_u$ в средней части стены образовалась вертикальная трещина Т-О, разделившая стену на две части. При нагрузке $N = 0,92N_u$ началось активное образование серии вертикальных трещин Т-С. Разрушение стены произошло при нагрузке $N = 1582$ кН и сопровождалось активным развитием трещины Т-О, рис. 6.1 и 6.3.

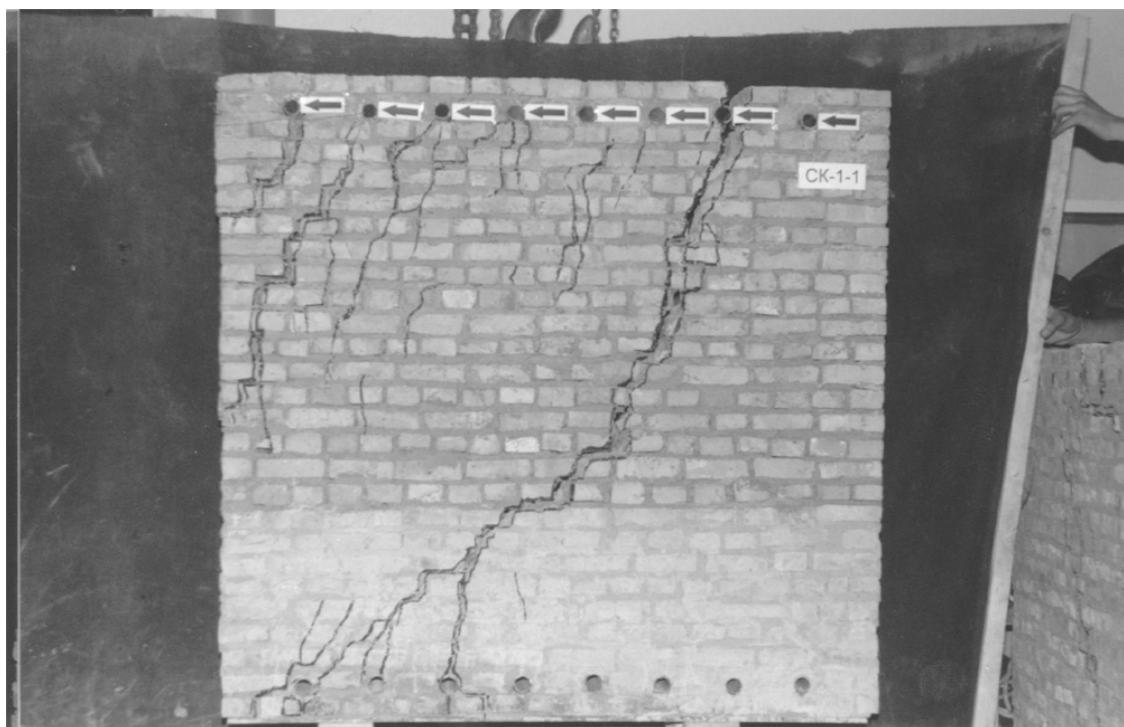


Рис. 6.2. Характер образования трещин. Вид разрушения образца стены СК-1-1



Рис. 6.3. Характер образования трещин. Вид разрушения образца стены СК-1-5

6.1.2. Анализ результатов

Характерно, что в образце СК-1-1 траектория наклонной магистральной трещины, образовавшейся из трещин Т-Г и Т-С, имеет дугообразный характер. В верхней части траектория указанной трещины становится более вертикальной, в нижней части – более наклонной. Общий угол наклона дугообразной трещины значительно меньше угла наклона серии трещин, расположенных по верхней части стены. Подтверждением является характер распределения наклонных сжимающих напряжений. Имеется в виду эпюра наклонных сжимающих напряжений, построенная по показаниям тензометров. В образце СК-1-5 при $Q = 0$ особенностью разрушения является разделение стены на две автономные части вертикальной зияющей трещиной, распространяющейся на всю высоту стены. Процесс сопровождается значительным развитием других трещин, которые также разделяли на параллельные автономные участки каждую автономную часть стены. Можно сказать, что процесс деления на вертикальные участки является очевидным и характеризует разрушение сжатых пластин – стен.

Другой характерной особенностью разрушения стен является то, что наклонные трещины распространяются с одинаковой интенсивностью, пересекая ряды кирпичей и постельные швы без образования штрабообразной траектории, это объясняется близкими значениями прочности раствора и кирпича, рис. 6.1 и 6.2.

6.1.3. Усилия образования трещин. Разрушающие усилия

В табл. 6.1 приведены усилия образования трещин Т-Г, Т-С и Т-О, а также величины разрушающих усилий.

6.2. Стены из армированной кладки при изменении схем армирования и количества арматуры

6.2.1. Образование и развитие трещин, схемы разрушения

Рассмотрим характер образования и развития трещин, а также схемы разрушения поочередно для каждого фрагмента стены.

СКА-2-1, $N = 0$, армирование сеткой через два ряда. При нагрузке $Q = 0,5Q_u$ отмечалось образование серии прерывистых горизонтальных трещин вдоль верхней и нижней грани образца стены. Начало каждой трещины соответствовало центрам передачи горизонтальной нагрузки. При увеличении горизонтальной нагрузки наблюдался быстрый и плавный рост серии горизонтальных трещин, ширина раскрытия 0,5 мм, которые в момент разрушения при $Q = 237$ кН сливались в единую горизонтальную трещину среза по близлежащему постельному шву, рис. 6.4 и 6.5. Характерным является отсутствие трещинообразования по всей поверхности стены.

Таблица 6.1

Разрушающие усилия и усилия образования трещин

№	Марка испытываемой стены	Разрушающая горизонтальная сила Q , кН	Соответствующая разрушению вертикальная сила N , кН	Q/N	Усилия образования трещин, кН			
					Т-О	Т-Р	Т-Г	Т-С
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	СК-1-1	150	0	-	130	-	-	-
2	СК-1-2*	275	396	0,69	250	-	240	265
3	СК-1-3*	333	791	0,42	270	-	-	300
4	СК-1-5	0	1582	0	-	-	-	1355
5	СКА-2-1	237,5	0	-	215	-	200	-
6	СКА-2-2	550	850	0,65	520	-	510	535
7	СКА-2-3	500	1702	0,29	440	-	-	470
8	СКА-2-5	0	3404	0	-	-	-	3200
9	СКА-3-1	212,5	0	-	180	-	195	-
10	СКА-3-2	420	745	0,56	375	-	383	405
11	СКА-3-3	450	1491	0,30	400	-	-	435
12	СКА-3-5	0	2980	0	-	-	-	2700
13	СКА-4-1	112,5	0	-	90	-	105	-
14	СКА-4-2	275	468	0,59	220	-	235	255
15	СКА-4-3	400	935	0,43	370	-	-	385
16	СКА-4-5	0	1870	0	-	-	-	1600

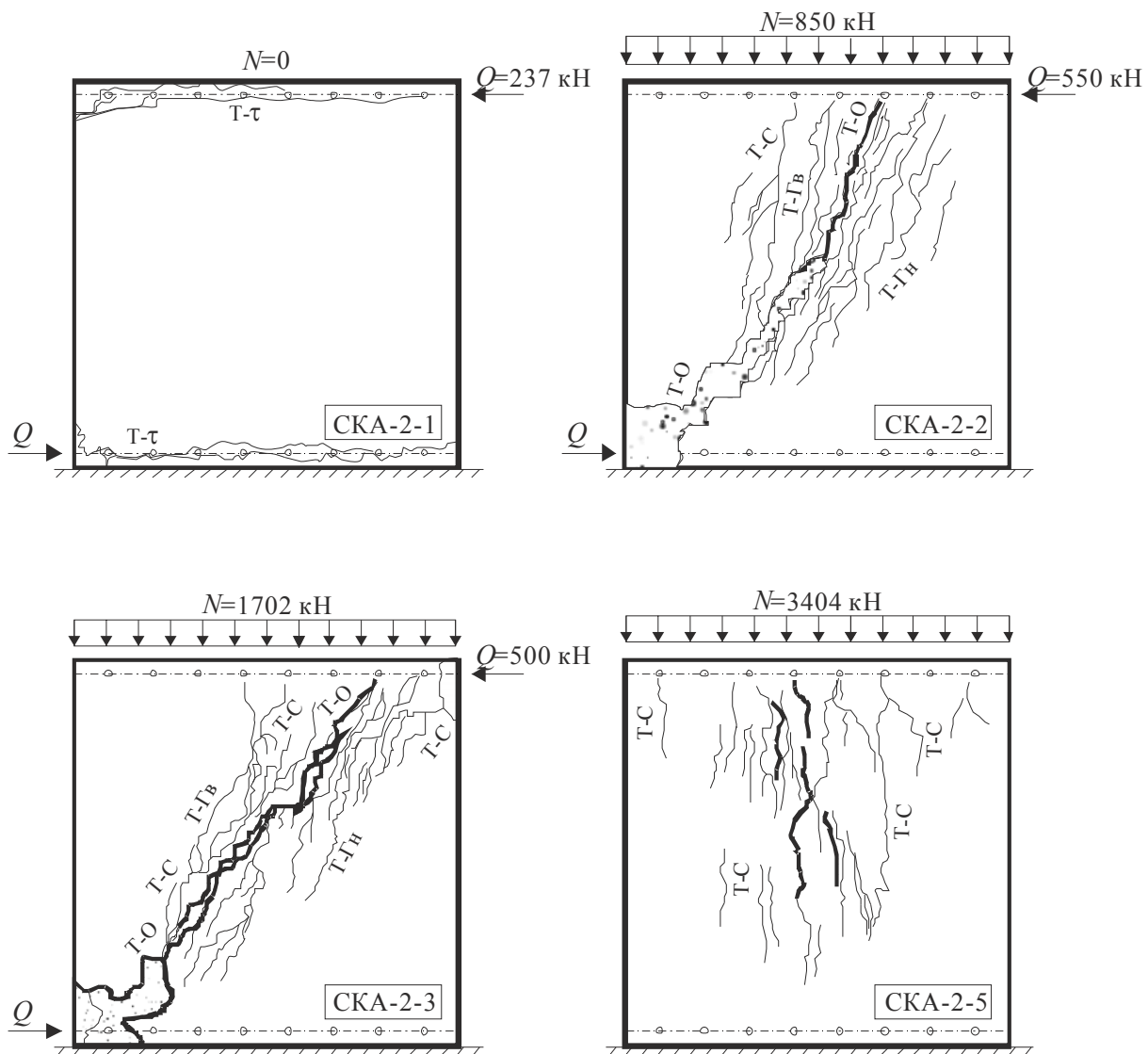


Рис. 6.4. Схемы образования характерных трещин в образцах СКА-2-1, СКА-2-5.

Виды разрушения:

$T-O$ – основные трещины; $T-\Gamma$ – граничные трещины;
 $T-C$ – трещины в сжатой зоне



Рис. 6.5. Характер образования трещин.
Вид разрушения образца стены СКА-2-1

СКА-2-2, $N = 0,25N_u$, армирование сеткой через два ряда. Схема образования и развития трещин показана на рис. 6.4 и 6.6. Характер образования трещин резко отличается от образца СКА-2-1. При нагрузке $Q = 0,65-0,92Q_u$ в средней части поверхности стены одна за другой образовывались серии наклонных трещин Т-Гв, Т-Гн, Т-С и Т-О параллельно расположенных на расстоянии $0,3-0,5L$. Эти трещины с увеличением нагрузки росли по длине в сторону верхней и нижней грани, одновременно образовывались серии промежуточных наклонных трещин, которые являются признаком раздавливания (сжатия) кирпичной кладки. Начальная ширина раскрытия главной трещины составляла $0,5$ мм. При $Q = 0,97Q_u$, ширина раскрытия этой трещины становилась зияющей. Характерно, что траектории трещин изменялись при увеличении их угла наклона. При развитии трещины в сторону нижней грани, наклонные трещины сливались, образовывали зоны абсолютного разрушения бетона. Траектории трещин при этом ориентировались на вершину опорного угла. По мере приближения к вершине угла, то есть к моменту разрушения при $Q = 550$ кН, трещины разветвлялись и охватывали клинообразную опорную зону, рис. 6.4 и 6.6.

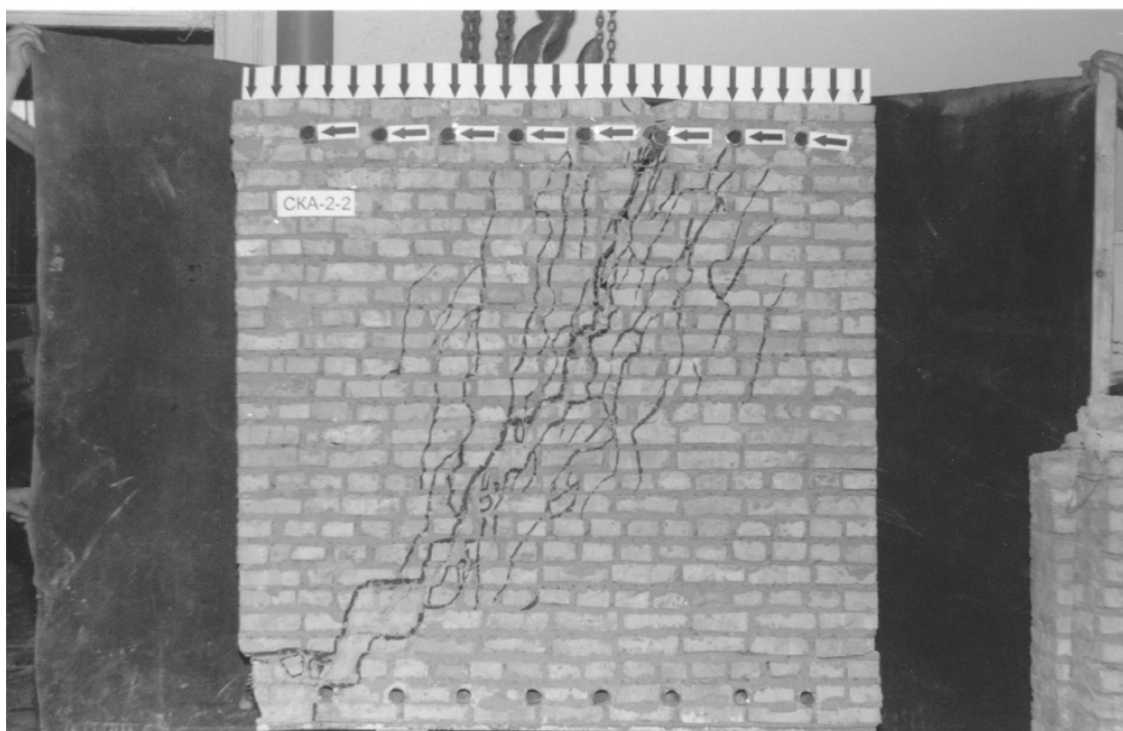


Рис. 6.6. Характер образования трещин.
Вид разрушения образца стены СКА-2-2

СКА-2-3, $N = 0,5N_u$, армирование сеткой через два ряда. Общая картина образования трещины в этом образце не имеет принципиальных отличий. Особенностью является увеличение количества магистральных трещин с Х-образными траекториями. К моменту разрушения, при $Q = 500$ кН, эти трещины раздваивались, приближаясь к верхней и особенно к нижней грани стены, рис. 6.4 и 6.7.

СКА-2-5, $N = N_u$, армирование сеткой через два ряда. В средней части по длине и высоте стены образуется серия вертикальных, прерывистых трещин Т-С при нагрузке $Q = 0,67Q_u$. С дальнейшим увеличением нагрузки до $Q = 0,92Q_u$ количество прерывистых трещин увеличивалось в сторону боковых граней, то есть зона разрушения разрасталась в сторону боковых граней. Разрушение происходило в результате развития первых трещин Т-С, величина разрушающей силы $N = 3404$ кН, рис. 6.4 и 6.8.

СКА-3-1, $N = 0$, армирование сеткой через четыре ряда. При нагрузке $Q = 0,6-0,9Q_u$ образовывались наклонные трещины типа Т-Г, Т-С, Т-О в двух зонах близко расположенных друг к другу. Первая зона находилась в средней части поверхности стены, имела небольшое смещение в сторону опорной вертикальной грани. Вторая зона имеет меньшую интенсивность развития трещин, как по их количеству, так и по их ширине. Эта зона располагается ближе к вершине верхнего угла стены. В момент разрушения $Q = 212,5$ кН, ширина трещин равнялась – 0,3 мм. Участок стены, условно именуемый первой зоной, превращается в раздробленную, испещренную трещинами зону, рис. 6.9 и 6.10.

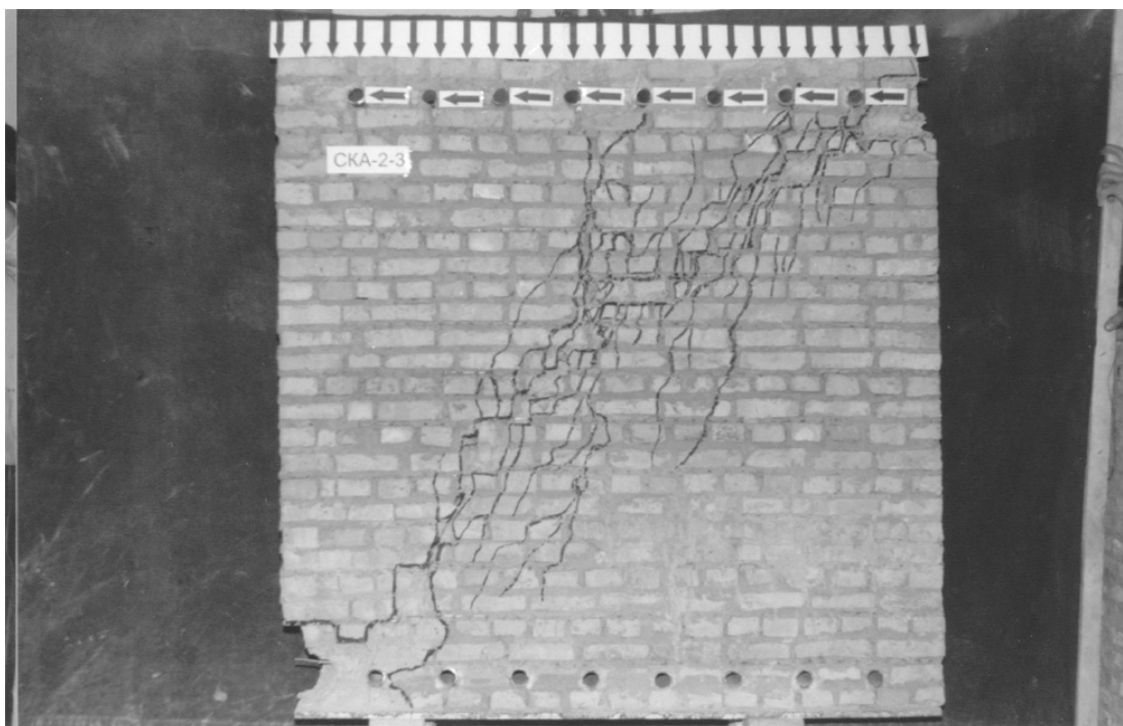


Рис. 6.7. Характер образования трещин.
Вид разрушения образца стены СКА-2-3

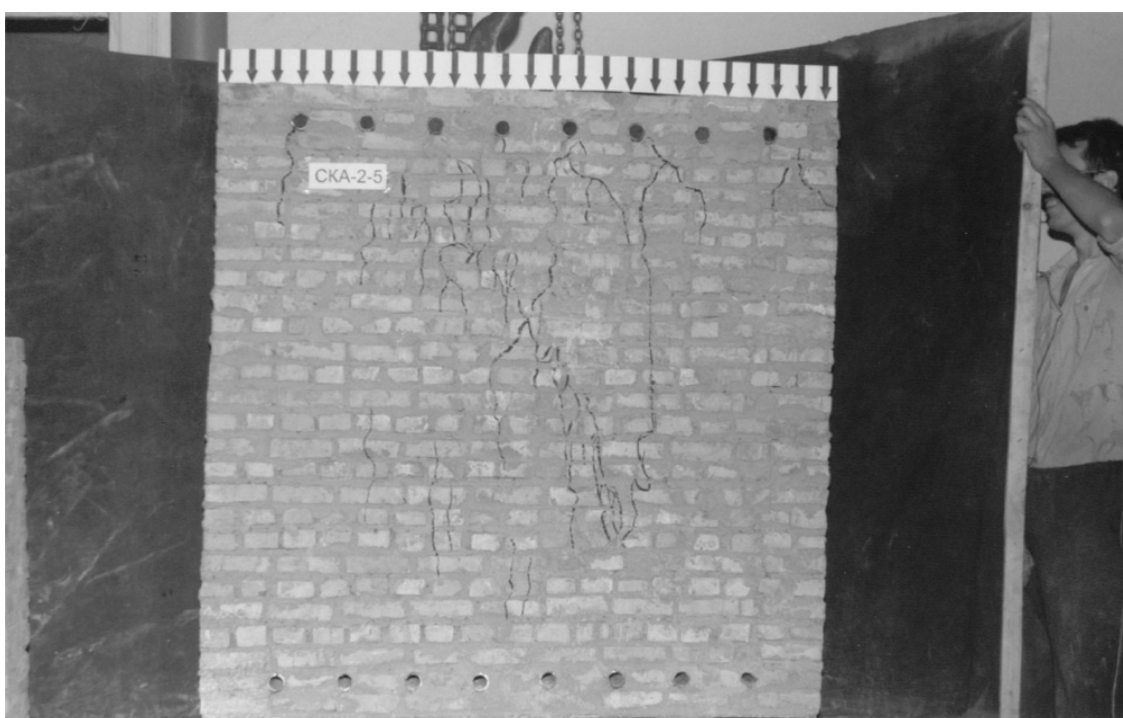


Рис. 6.8. Характер образования трещин.
Вид разрушения образца стены СКА-2-5

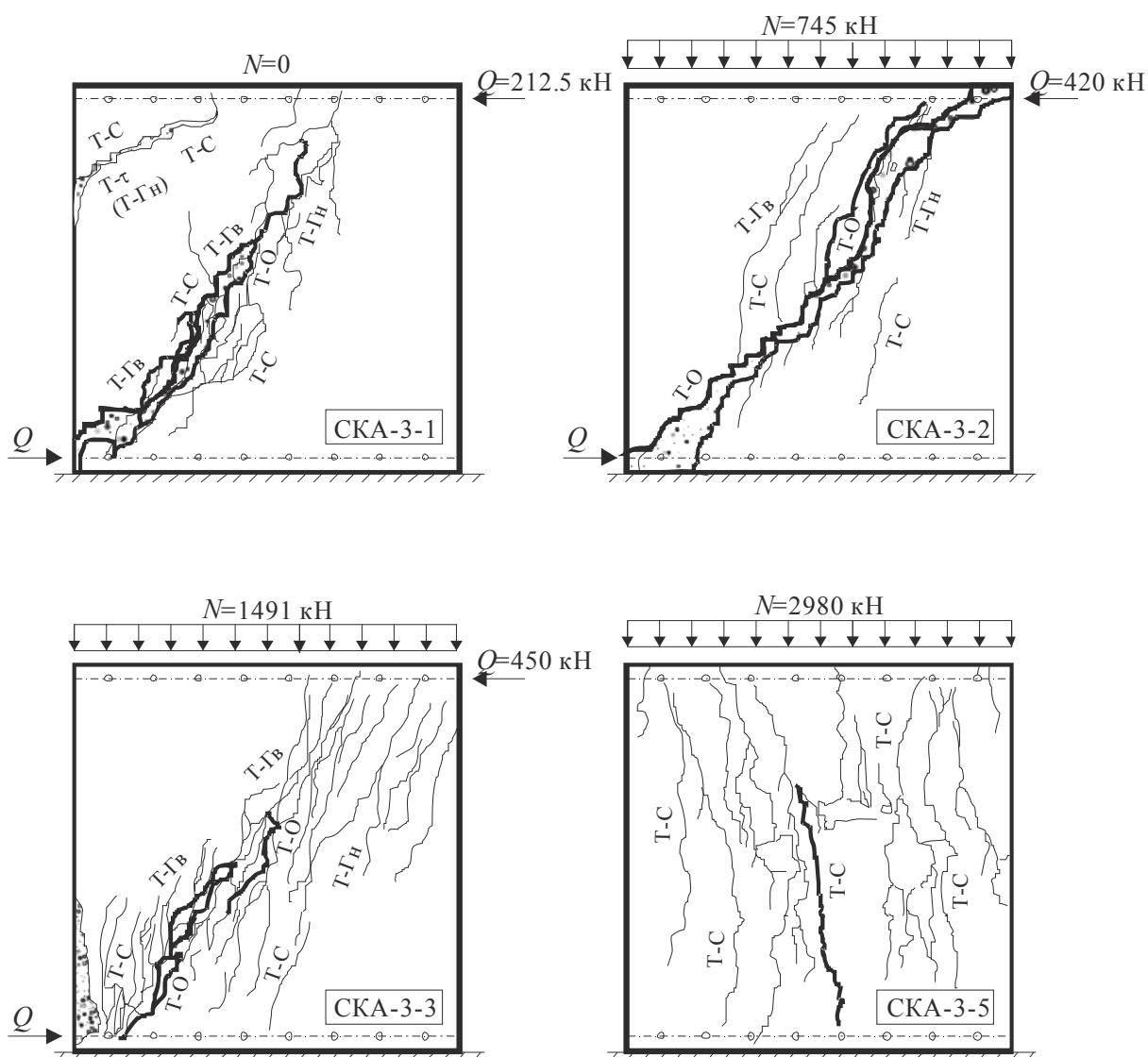


Рис. 6.9. Схемы образования характерных трещин в образцах СКА-3-1 ÷ СКА-3-5.

Виды разрушения:

Т-О – основные трещины; Т-Г – граничные трещины;
Т-С – трещины в сжатой зоне

СКА-3-2, $N = 0,25N_u$, армирование сеткой через четыре ряда.

Трещинообразование можно описать следующим образом. При нагрузке $Q = 0,55-0,62Q_u$ поочередно образуются наклонные трещины Т-Гн, выделяющие сжатую полосу с внешней стороны и трещины Т-Гв, выделяющие сжатую зону с внутренней стороны. При нагрузке $Q = 0,7-0,85Q_u$ происходит активное образование трещин Т-С, Т-О в диагональном направлении. Активное образование этих трещин начинается в средней части стены. Далее с увеличением нагрузки увеличивается ширина и длина этих трещин. К моменту разрушения, $Q = 420$ кН, ширина трещин составляла – 0,55 мм, наклонные трещины Т-С, Т-О сливаются в две и три параллельные наклонные трещины, которые раздваиваются с приближением к верхней и особенно к нижней грани стены. Армокирпичная кладка, расположенная между указанными трещинами, абсолютно разрушена, рис. 6.9 и 6.11.

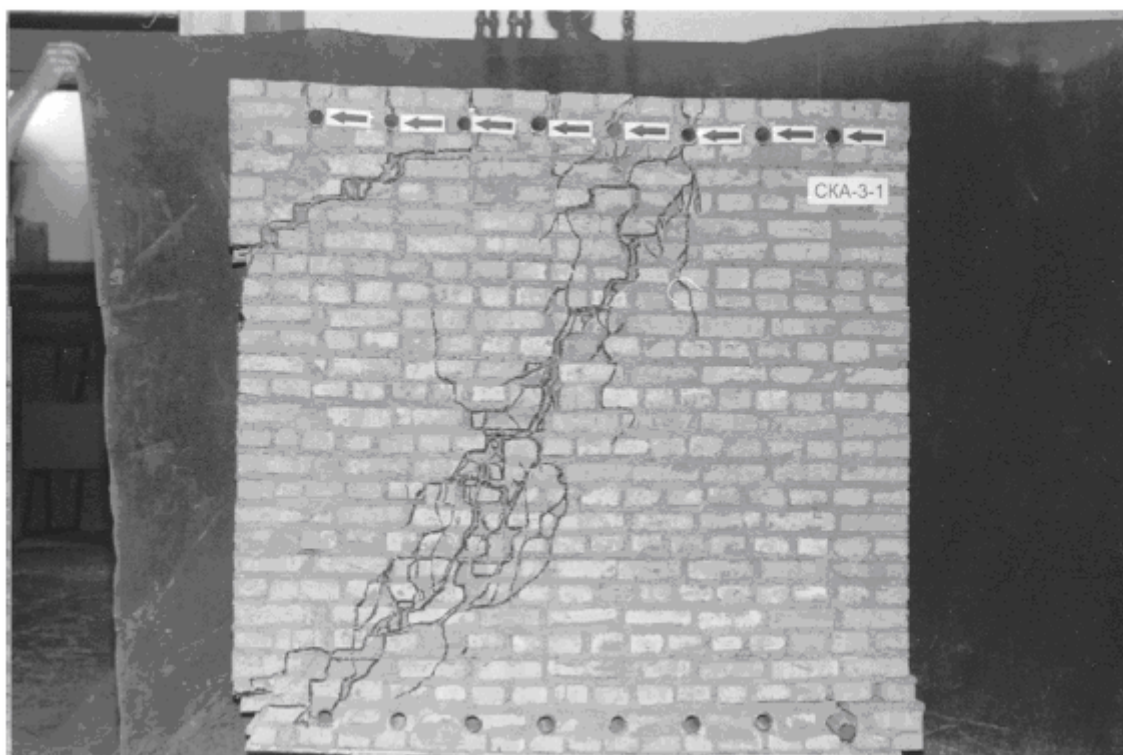


Рис. 6.10. Характер образования трещин.
Вид разрушения образца стены СКА-3-1

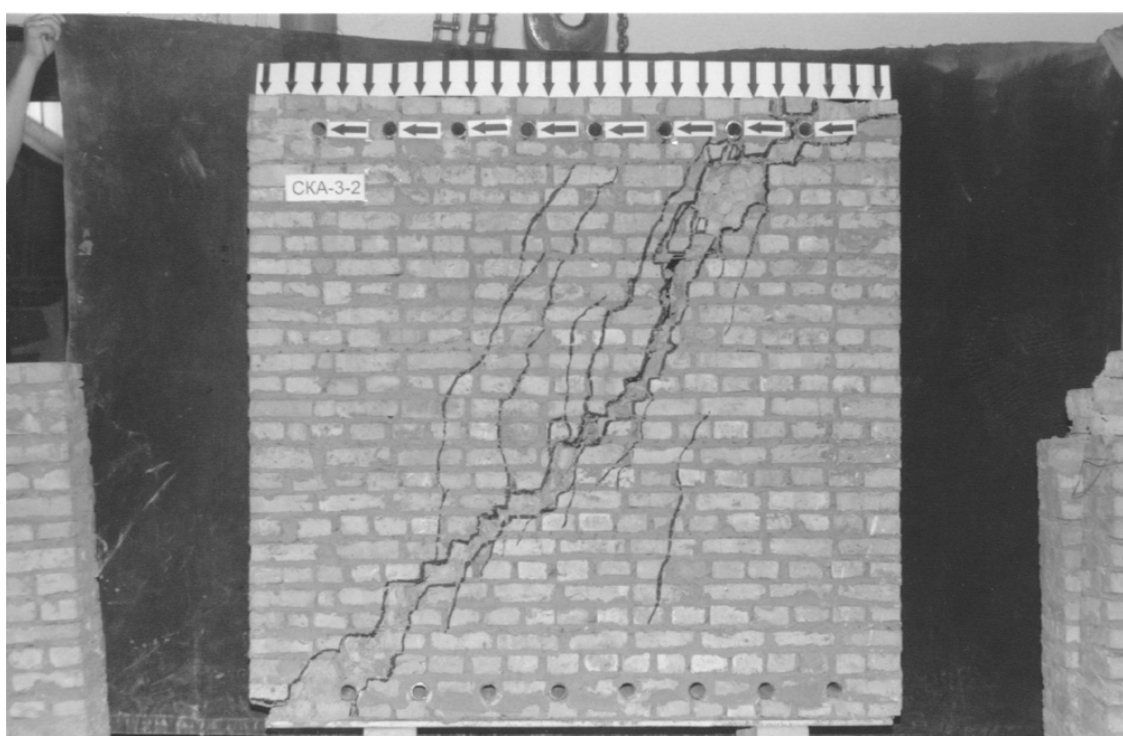


Рис. 6.11. Характер образования трещин.
Вид разрушения образца стены СКА-3-2

СКА-3-3, $N = 0,5N_u$, армирование сеткой через четыре ряда. Характер образования трещин несколько отличается от предыдущего образца. Очевидно, с ростом вертикальной нагрузки траектории наклонных трещин выпрямляются при переходе к верхней грани и раздваиваются – в сторону опорного угла. Количество магистральных наклонных трещин уменьшается, одновременно увеличивается серия наклонных трещин, имеющих незначительную ширину раскрытия. Можно сказать, что в этих образцах увеличивается ширина наклонной зоны раздавливаемой армокладки. Разрушение этого образца характеризуется разрушением значительной зоны опорного угла стены, рис. 6.9 и 6.12.

СКА-3-5, $N = N_u$, армирование сеткой через четыре ряда. Характер образования трещин является аналогичным образцу СКА-2-5. Траектория трещин приближается к вертикалям, начало образования трещин соответствует нагрузке $Q = 0,4-0,5Q_u$. При $Q = 0,6-0,9Q_u$ увеличивается количество однотипных трещин Т-С. Отличительной особенностью трещинообразования образца СКА-3-5 является резкое увеличение длины и ширины раскрытия трещин по сравнению с образцом СКА-2-5. Разрушение кладки происходило по всей поверхности стены с $N = 2980$ кН, ширина трещин составляла – 1,5 мм, рис. 6.9 и 6.13.



Рис. 6.12. Характер образования трещин.
Вид разрушения образца стены СКА-3-3

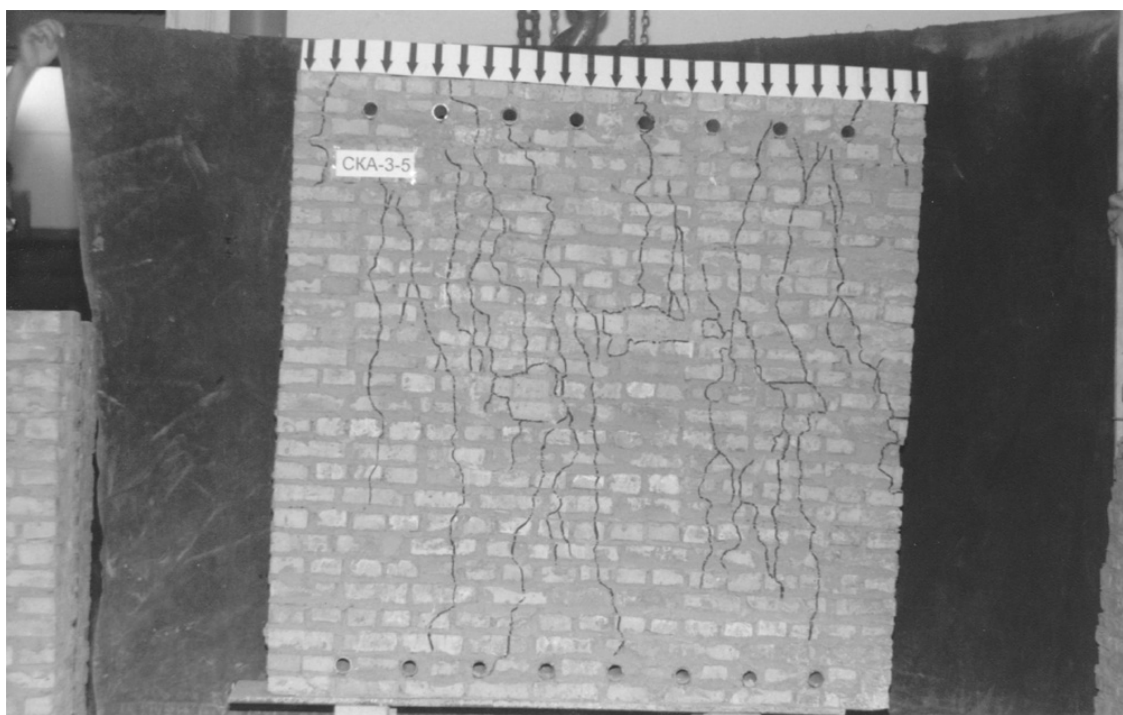


Рис. 6.13. Характер образования трещин.
Вид разрушения образца стены СКА-3-5

СКА-4-1, $N = 0$, армирование пространственным каркасом. При нагрузке $Q = 0,6-0,7Q_u$ в образце стен образовывались пологие трещины, смещенные как в сторону верхнего угла, так и в сторону опорной грани стены. Появлялось два типа трещин – Т-О. Траектории этих трещин пересекались и раздваивались в момент разрушения. Их берега сближались, армокирпичная кладка, расположенная между наклонными трещинами, при $Q = 0,8Q_u$ характеризуется полным разрушением, рис. 6.14 и 6.15.

СКА-4-2, $N = 0,25N_u$, армирование пространственным каркасом. Развитие трещин имеет тенденцию к объединению в единую зияющую трещину Т-О, расположенную в средней части стены. При нагрузке $Q = 0,85-0,88Q_u$ увеличения ширины и длины трещины прекращается. Далее с увеличением нагрузки происходит образование серии наклонных трещин, в основном в опорной части стены и разъединение трещины Т-О в верхней части. Разрушение произошло при $Q = 275$ кН, ширина трещин составляла – 0,7 мм, рис. 6.14 и 6.16.

СКА-4-3, $N = 0,5N_u$, армирование пространственным каркасом. Характер образования трещин в целом аналогичен характеру трещин образца СКА-4-2. Отличительной особенностью является увеличение сжатой наклонной зоны, в пределах которой располагаются серии наклонных трещин, образование и развитие которых начиналось при $Q = 0,7-0,95Q_u$. Разрушение сопровождалось ростом серии трещин Т-С, Т-О, при нагрузке равной $Q = 400$ кН, ширина трещин увеличивалась до 1,55 мм, рис. 6.14 и 6.17.

СКА-4-5, $N = N_u$, армирование пространственным каркасом. Характер образования вертикальных трещин в этом образце аналогичен характеру трещин в образцах СКА-2-5 и СКА-3-5. Интенсивность развития трещин и зон трещинообразования занимает промежуточный характер между образцом СКА-2-5 и СКА-3-5. Разрушение наступило при $N = 1870$ кН, ширина трещин равнялась – 1,25 мм, рис. 6.14 и 6.18.

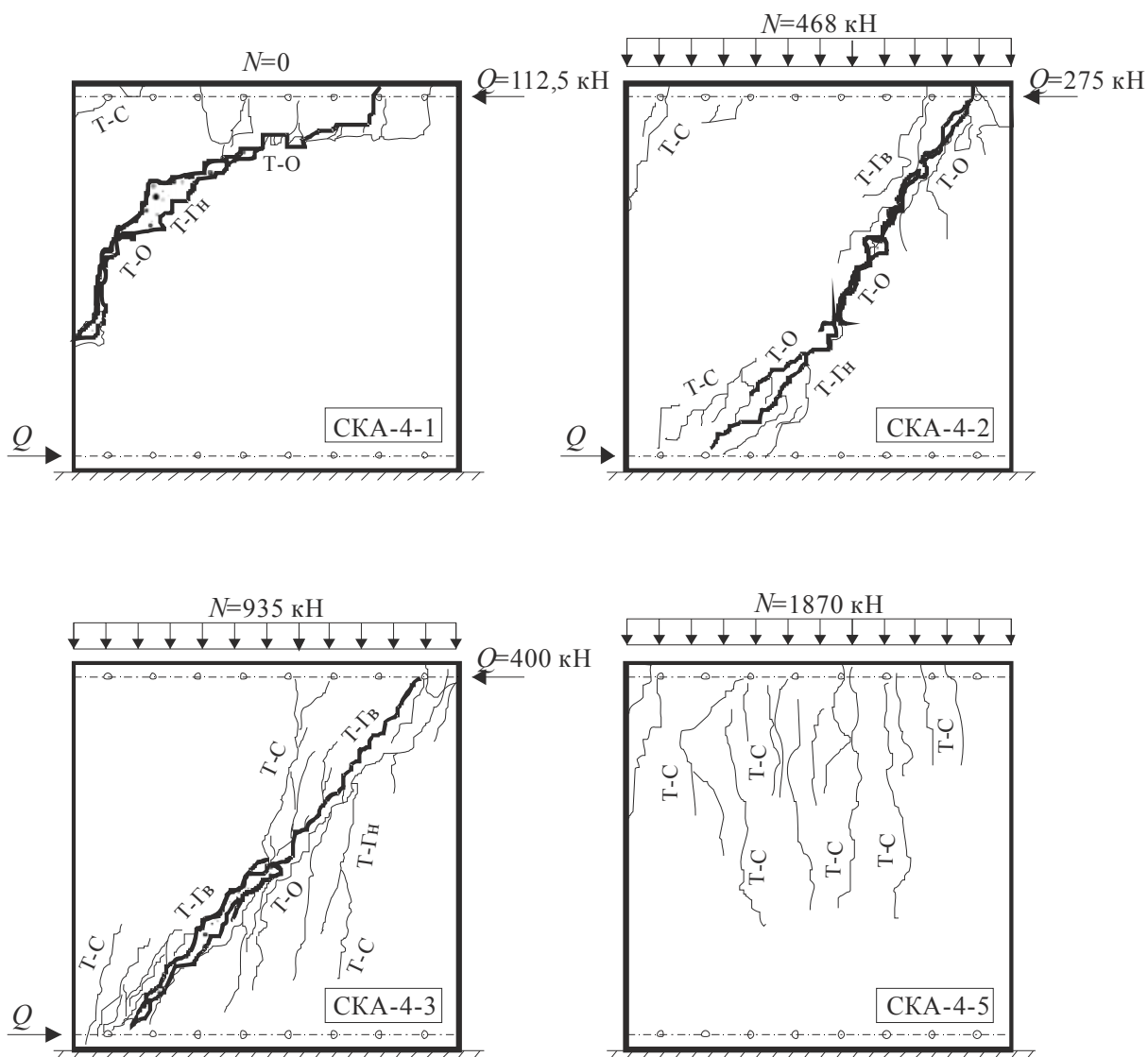


Рис. 6.14. Схемы образования характерных трещин в образцах СКА-4-1 ÷ СКА-4-5.

Виды разрушения:

T-O – основные трещины; T-Г – граничные трещины;
T-С – трещины в сжатой зоне

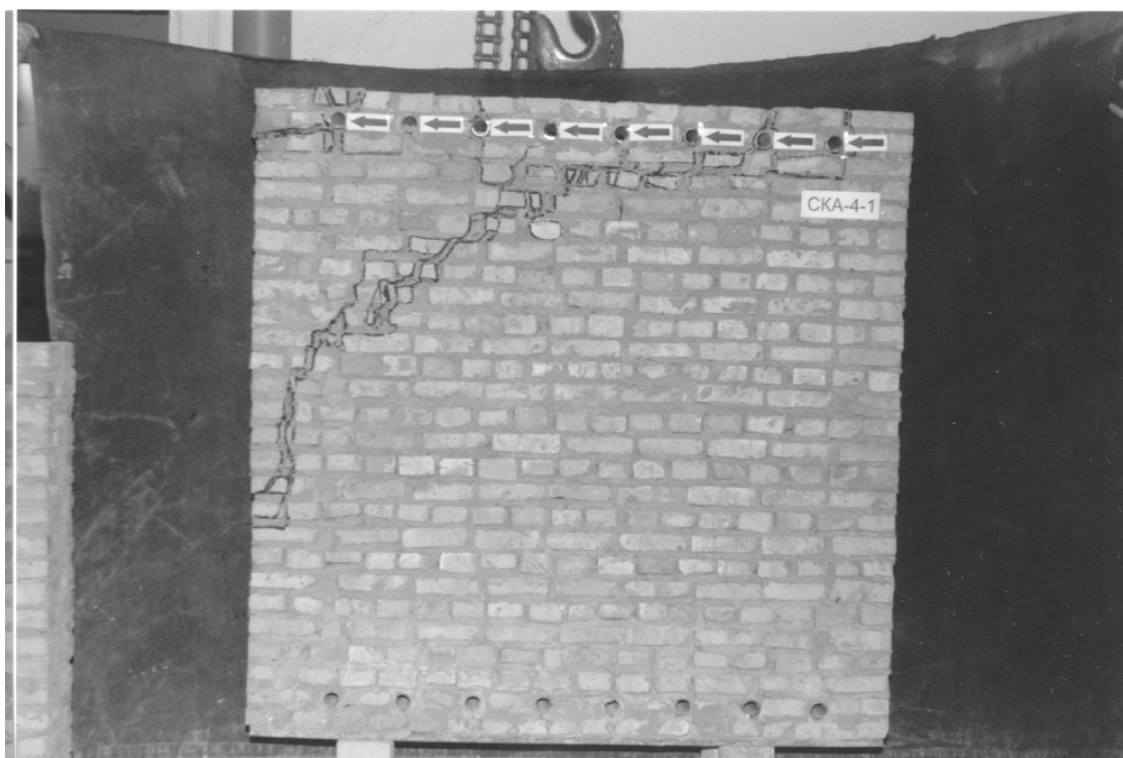


Рис. 6.15. Характер образования трещин.
Вид разрушения образца стены СКА-4-1

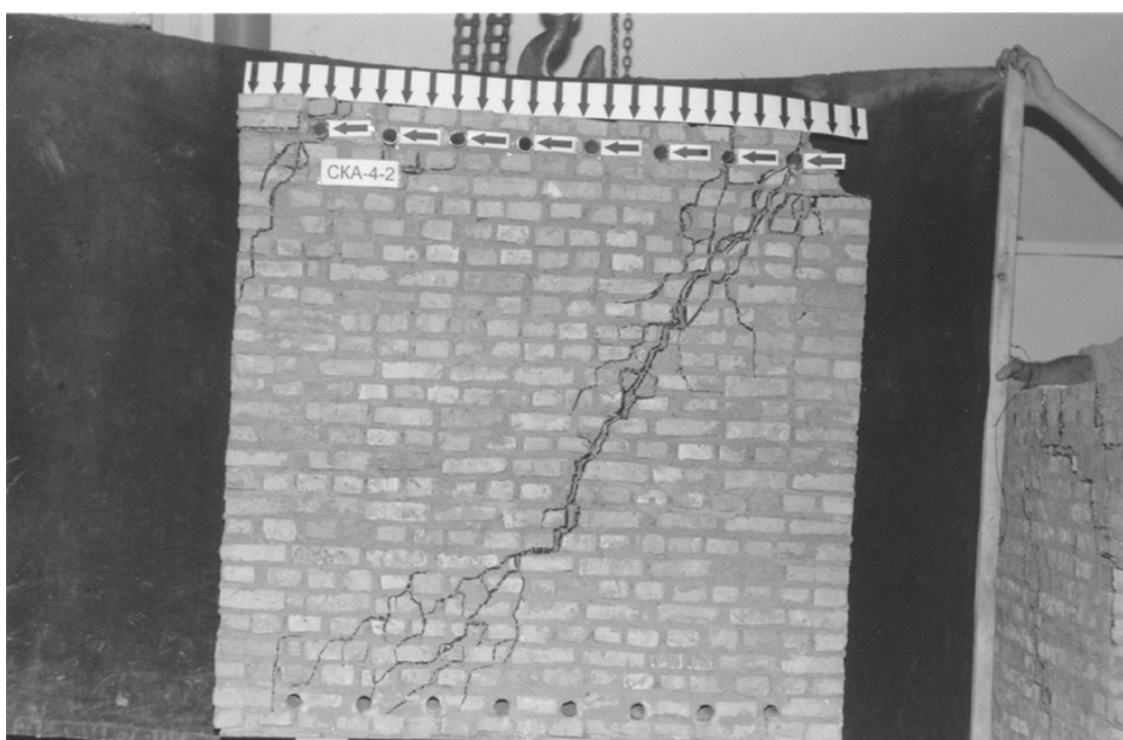


Рис. 6.16. Характер образования трещин.
Вид разрушения образца стены СКА-4-2

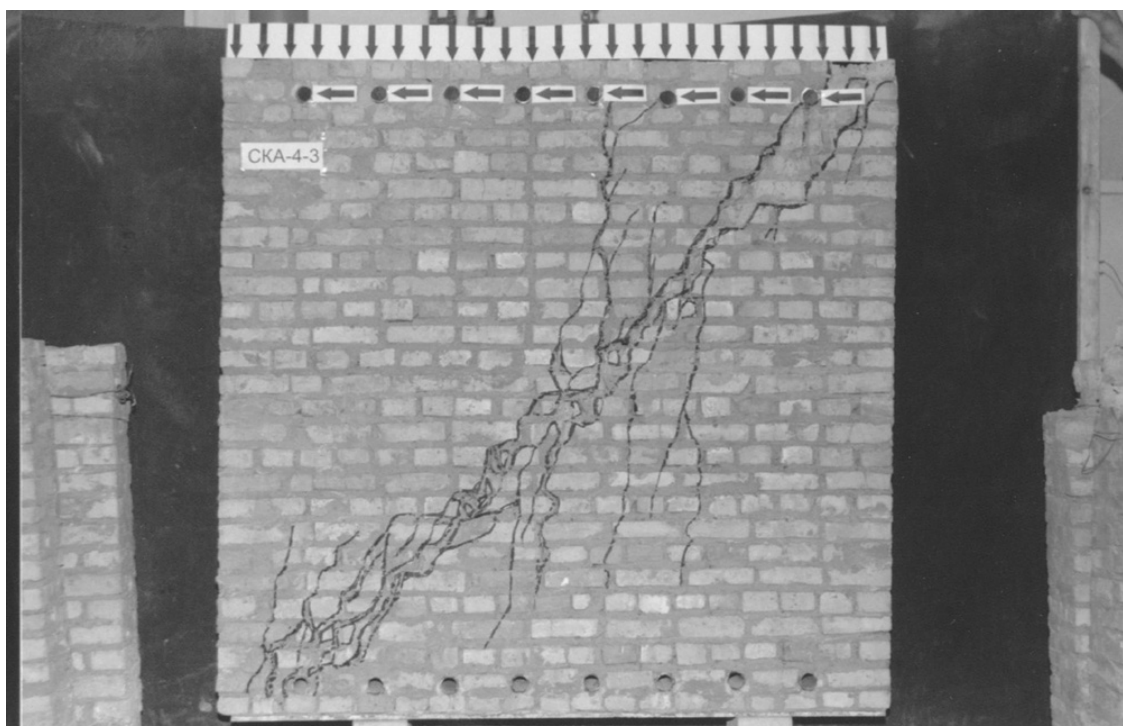


Рис. 6.17. Характер образования трещин.
Вид разрушения образца стены СКА-4-3

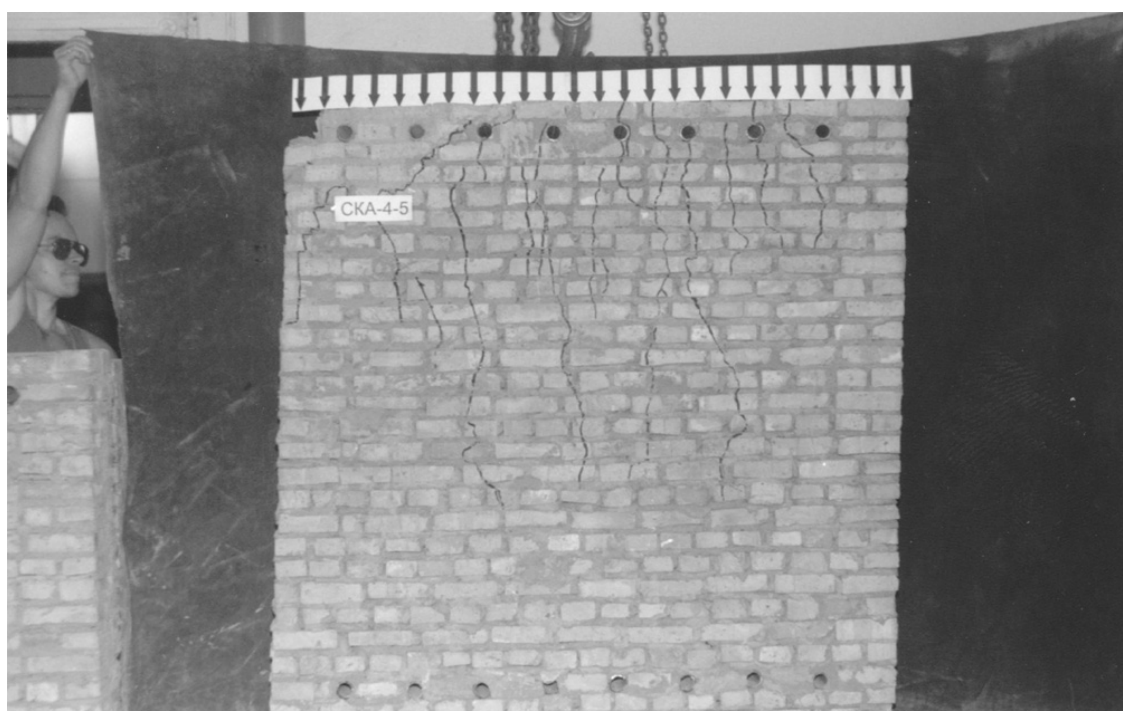


Рис. 6.18. Характер образования трещин.
Вид разрушения образца стены СКА-4-5

6.2.2. Усилия образования трещин. Разрушающие усилия

Для сокращения материала усилия образования трещин, а также разрушающие усилия в образцах стен с исследуемыми схемами армирования, приводятся в таблице 6.1.

6.3. Анализ результатов испытаний

В этом разделе ставилась задача выявить закономерность изменения характера напряженно-деформированного состояния кирпичных и армокирпичных стен по результатам физического эксперимента в зависимости от величины соотношения сил и схем армирования. К другой задаче относится выявление новых типов трещин и их классификация. Планировалось также определение закономерности изменения разрушающих усилий в результате изменения исследуемых факторов – соотношения вертикальных и горизонтальных сил, схем армирования и количества арматуры.

6.3.1. Оценка напряженно-деформированного состояния стен

Проведен тщательный анализ распределения главных напряжений по поверхности каждого испытанного фрагмента стены. На основе проведенного анализа построены характерные зоны, представляющие собой участки, в пределах которых располагаются траектории главных сжимающих напряжений, имеющие близкие по значению углы наклона. Для сокращения материала на рис. 6.19 приведена обобщенная схема НДС стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил и армированных горизонтальными сетками. Тем самым иллюстрируется принципиальный характер НДС стен. Выделим три вертикальных и наклонных участка, в пределах которых концентрируются траектории главных сжимающих и растягивающих напряжений. Угол наклона выделенных зон меняется от 90^0 до 60^0 . Одновременно образуются зоны местного действия растягивающих и сжимающих напряжений. Таким образом, кирпичные стены по характеру НДС являются сжато-растянутыми элементами, основную роль в которых играют главные сжимающие и растягивающие напряжения. С уменьшением величины поперечной силы, то есть при переходе к схемам нагружения стен только вертикальной нагрузкой, наклонные участки изменяют свое положение путем увеличения угла наклона и в конечном случае при $Q = 0$ становятся вертикальными и горизонтальными. Такая модификация положения характерных зон определяется путем снижения уровня горизонтального нагружения до 0.

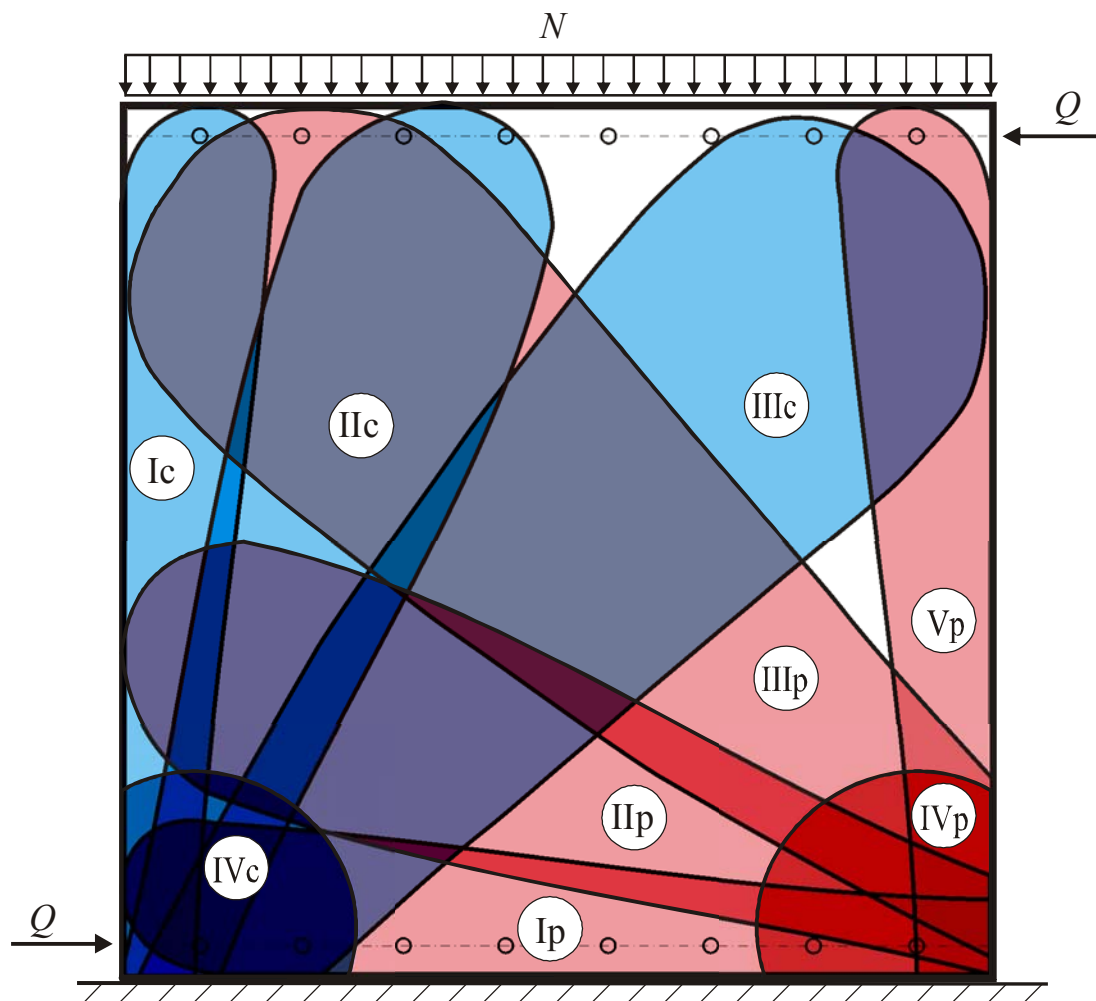


Рис. 6.19. Схемы напряженно-деформированного состояния кирпичных и армокирпичных стен.

Характерные зоны и их углы наклона.

Ic, IIc, IIIc - зоны максимальных вертикальных и наклонных сжимающих напряжений (деформаций укорочения);

Ip, Ipr, IIpr, IIIpr, Vpr - зоны максимальных горизонтальных, наклонных и вертикальных растягивающих напряжений (деформаций удлинения);

IVc, IVpr - зоны местного действия сжимающих и растягивающих напряжений (деформаций).

Ic, Ip, Vpr $\Rightarrow \angle \Theta = 90^\circ$; IIc, IIpr $\Rightarrow \angle \Theta = 70^\circ$; IIIc, IIIpr $\Rightarrow \angle \Theta = 60^\circ$

Величина напряжений (деформаций) постепенно увеличивается при переходе из зоны I к зоне II и III. Ступенчатый характер распределения главных напряжений в диагональном направлении с изменением знака напряжений в растянутой зоне был установлен с помощью тензодатчиков и тензометров и является обоснованием полученной схемы НДС стен. Кроме

того, необходимо выделить особые участки стен, расположенные в опорных углах – зоны IVc и IVp, которые являются зонами местного действия силы. В литературе такие зоны принято называть зонами упрочнения кирпичной кладки. Следует заметить, что при построении схем НДС, рис. 6.19, были использованы материалы результатов численного эксперимента, поэтому схемы распределения напряжений (деформаций) в стенах является общим результатом двух видов исследований.

6.3.2. Классификация трещин и схем разрушения

Рассмотрим характер образования трещин в кирпичной и армированной кирпичных стенах при изменении соотношения вертикальных и горизонтальных сил, схем армирования и количества арматуры.

$N_u, Q = 0$. Анализ результатов испытаний фрагментов кирпичных и армированных кирпичных стен показал, что схемы армирования и количество арматуры влияют на характер образования и развитие трещин. При $A_{sw} = 0$ характерным является образование трещин Т-М, разделяющих поверхность стен на два автономных блока. Далее с увеличением нагрузки появляются ранее известные трещины Т-С, характерные для сжатых элементов. Поверхность двух блоков стены равномерно покрывается вертикальными трещинами. По мере увеличения нагрузки и армирования стен горизонтальной сеткой разделение стены на блоки не происходит. При более частом расположении горизонтальных сеток количество трещин резко уменьшается, ширина их раскрытия также резко снижается, зоны разрушения локализуются. При использовании каркасов поверхность стены разделяется на серию полос с широко раскрытыми вертикальными трещинами. Целесообразно выделить два дополнительных вида трещин: магистральные Т-М и прерывистые вертикальные трещины – Σ Т-С. Схема классификации трещин показана на рис. 6.20.

При $N = 0, Q_u$ образуются два наклонных участка разрушения. Главным является наклонный участок, в пределах которого происходит объединение наклонных трещин и образование единой наклонной зоны разрушения. Она имеет вогнутое очертание и располагается в средней части стены по направлению диагонали. Второй участок располагается вблизи левого верхнего угла образца стены. Наиболее развитой при разрушении оказывается трещина, имеющая большую длину и располагающаяся вдоль диагонали. Она является магистральной трещиной и делит поверхность стены на два самостоятельных участка в диагональном направлении. Берега трещин Т-М к моменту разрушения выкрашивались и сдвигались, рис. 6.20. В кирпичной кладке стен, армированных через два ряда, с $\mu_s = 0,54 \%$ вдоль верхней и нижней грани образовывались горизонтальные прерывистые трещины, которые объединялись в единые трещины с зигзагообразными берегами, расположенные в горизонтальных сечениях по на-

правлению действия Q . Предлагается такой вид трещин классифицировать как вид трещин среза – Т- τ .

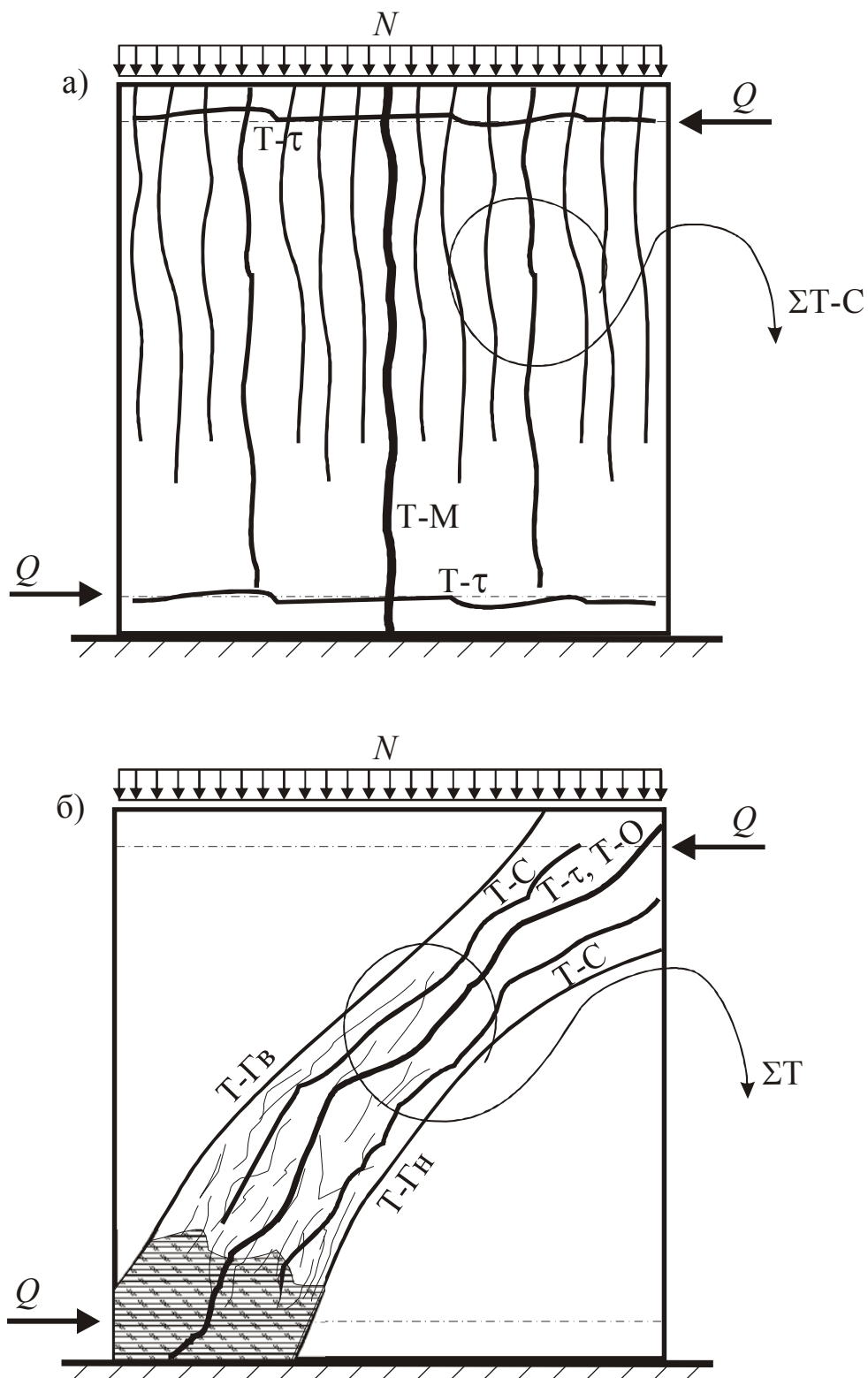


Рис. 6.20. Схема классификации трещин в кирпичной кладке стен:
Т-М – магистральная вертикальная трещина;
 $\Sigma T = T-\Gamma_{\text{в}} + T-\Gamma_{\text{н}} + T-С + T-О$ – сумма трещин; Т- τ – трещина среза

При совместном действии вертикальных и горизонтальных сил N и Q магистральные трещины модифицируются, превращаясь в наклонные дугообразные трещины, направленные вдоль диагонали. Постепенно они обрастают серией наклонных прерывистых трещин – Т-Г, Т-С, Т-О, Т-т. В результате появляются наклонные участки разрушения, образуемые суммой названных трещин – ΣT , рис. 6.20. Указанный участок разрушения также видоизменяется, он модифицируется при увеличении соотношения вертикальных и горизонтальных сил. При максимальном количестве арматуры $\mu_s = 0,54 \%$ сумма наклонных трещин образует Х-образную форму наклонной полосы разрушения. Следовательно, особенностью кирпичных и армокирпичных стен является совместное образование ΣT наклонных трещин, длина и углы которых изменяются в зависимости от исследуемых факторов.

На основании классификации трещин проведена классификация схем разрушения. К первой схеме можно отнести разрушение сжатых стен, при $Q = 0$ по магистральной трещине Т-М в результате развития в стенах поперечных деформаций. Ко второй схеме следует отнести разрушение стен при $N = 0$, $Q = Q_u$ с одновременным развитием суммы трещин ΣT , в результате раздавливания кирпичной кладки в наклонной сжатой полосе или в результате среза сжатой полосы.

При увеличении соотношения усилий N и Q изменяется угол наклона зоны разрушения, увеличивается угол наклона характерных трещин по мере увеличения вертикальной силы. Схему разрушения стен при совместном действии N и Q можно назвать разрушением наклонной сжатой полосы кирпичной кладки с одновременным полным и частичным сдвигом (срезом) указанной полосы, рис. 6.20.

Проведенный анализ позволяет сделать вывод о том, что армирование стен влияет на разрушающие усилия, модифицирует схему трещинообразования, но не изменяет принципиальный характер разрушения при $\mu_s < \mu_{s\max} = 0,54 \%$. В других случаях, когда $\mu_s = \mu_{s\max} = 0,54 \%$, появляется новый вид трещин и схема разрушения, которая представляет собой срез горизонтального сечения по линии действия горизонтальной силы Q , в результате развития трещин Т-т.

Таким образом, в исследованных кирпичных и армокирпичных стенах при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил и армировании горизонтальными сетками и вертикальными каркасами разрушение может происходить по четырем из указанных схем.

6.3.3. Влияние исследуемых факторов на характер работы и разрушение кирпичных и армокирпичных стен

В данном разделе приводится оценка влияния величины соотношения сил Q/N , схем армирования и количества арматуры на прочность кирпичных и армокирпичных стен. Для наибольшей наглядности, на рис. 6.21 показана схема опытных величин прочности кирпичных и армокирпичных стен. Наиболее эффективным является армирование горизонтальными сетками, расположенными через два ряда. Прочность стен при $N = 0$, $Q = Q_u$ увеличивается в 1,58 раза, трещиностойкость – в 1,7 раза; при $N = 0,25N_u$, $Q = Q_u$ прочность увеличивается в 2,2 раза, трещиностойкость – в 2,4 раза; при $N = 0,5N_u$, $Q = Q_u$ прочность увеличивается в 1,67 раза, трещиностойкость – в 1,8 раза; при $Q = Q_u$ прочность увеличилась в 2,2 раза.

При армировании образцов стен с $\mu_s = 0,54\%$ сетками, расположенными через два ряда, прочность стен увеличивается по мере роста вертикальной силы, при $N = 0,25N_u$ – в 2,2 раза, при $N = 0,5N_u$ – в 1,67 раза. При $Q = 0$ разрушающая сила уменьшается.

При армировании образцов стен с $\mu_s = 0,25\%$ сетками, расположенными через четыре ряда, прочность стен увеличивается по мере роста вертикальной силы, при $N = 0,25N_u$ – в 1,68 раза, при $N = 0,5N_u$ – в 1,5 раза. При $Q = 0$ разрушающая сила уменьшается.

При армировании образцов пространственным каркасом, прочность стен также увеличивается по мере роста вертикальной силы, при $N = 0,25N_u$ – в 1,1 раза, при $N = 0,5N_u$ – в 1,33 раза. При $Q = 0$ разрушающая сила уменьшается.

Графически перечисленные факторы представлены на рис. 6.21. Целесообразно выявить закономерность изменения разрушающей силы при изменении процента армирования кирпичных стен. На рис. 6.22 представлены графики указанной закономерности при увеличении вертикальной силы от 0 до N_u .

В целом можно сказать, что увеличение процента армирования независимо от схем разрушения повышает разрушающие силы.

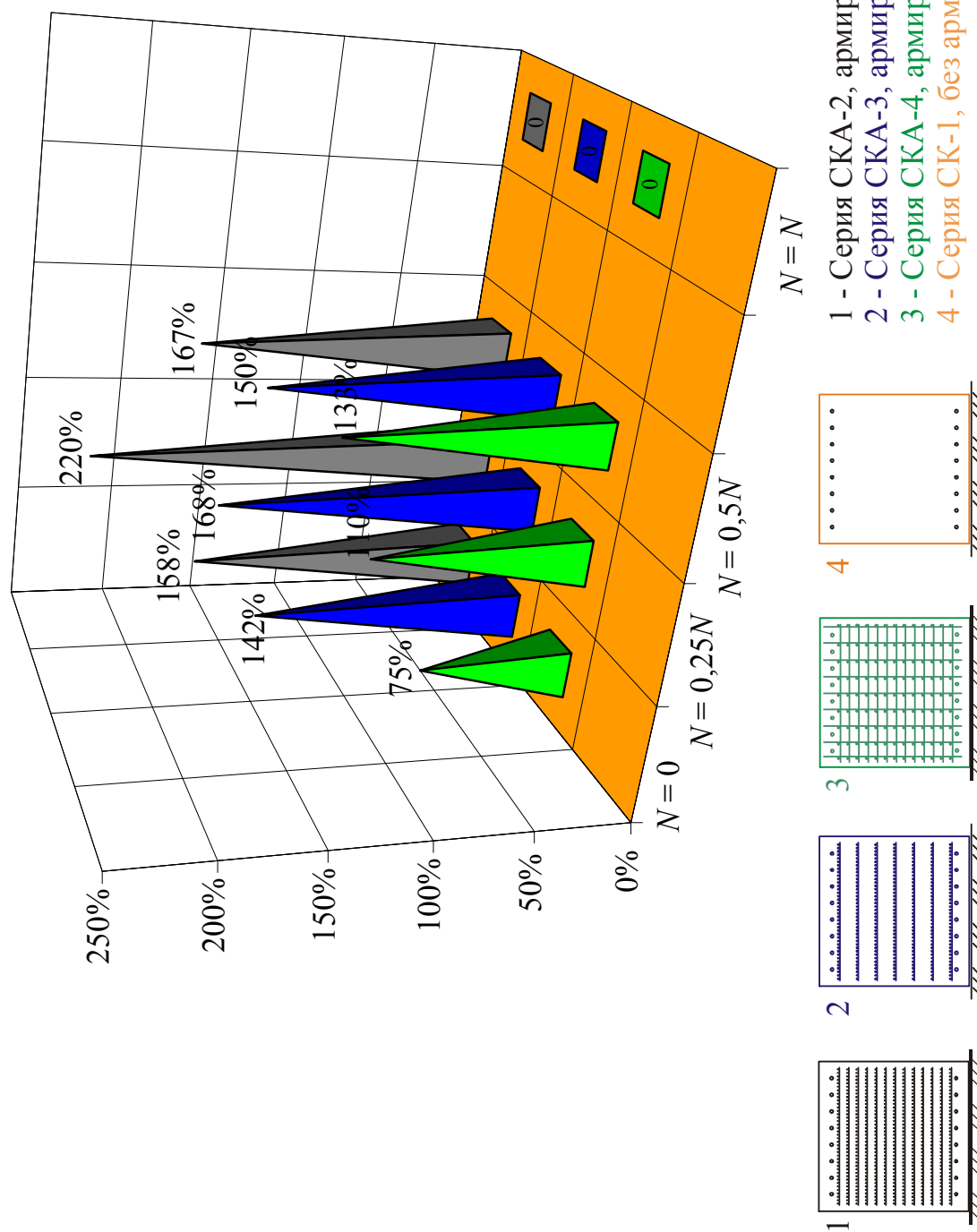


Рис. 6.21. Схема изменения опытных величин прочности стен при изменении соотношения вертикальных и горизонтальных сил, а также схем и процента армирования.

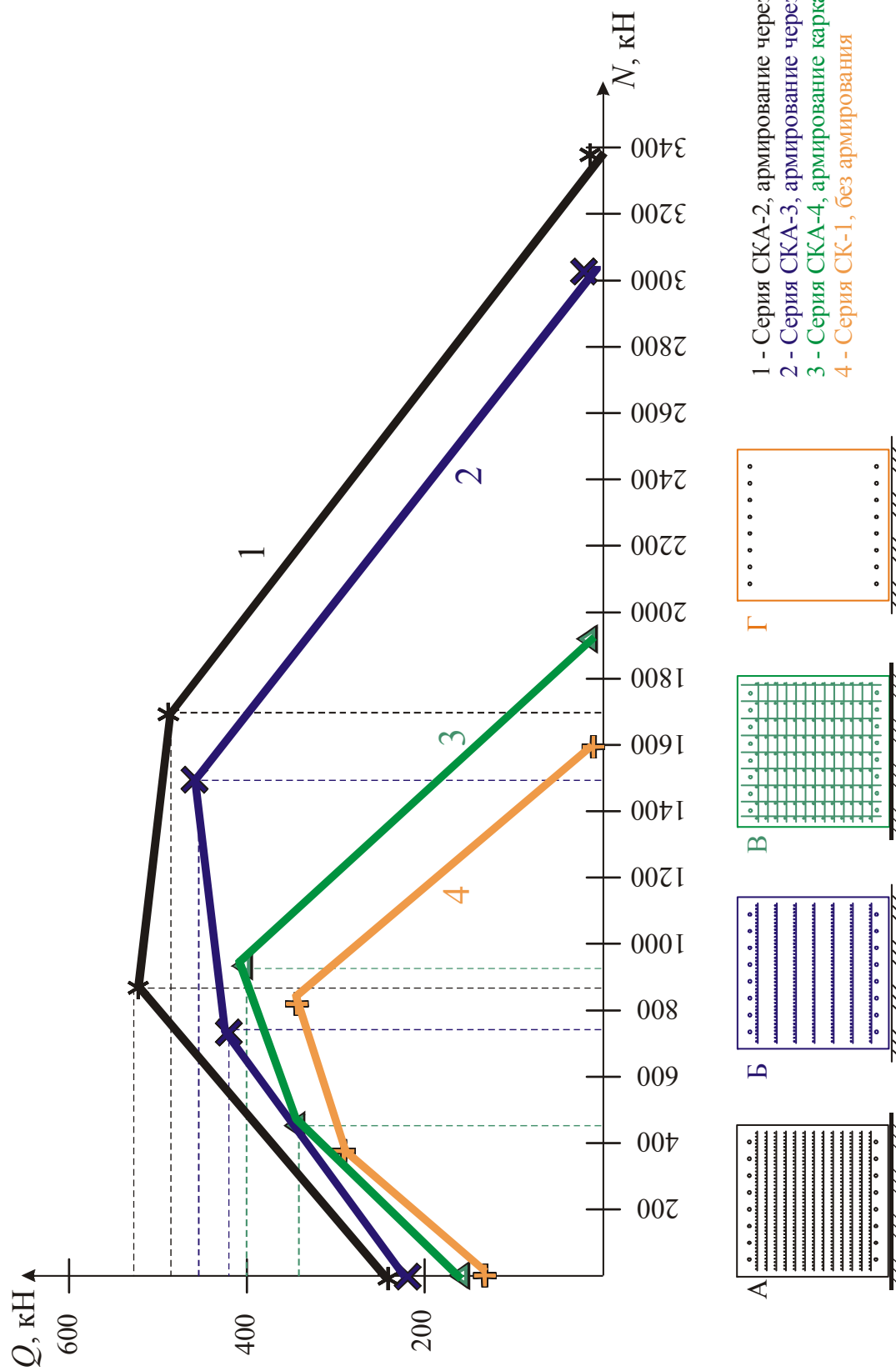


Рис. 6.22. Графики зависимости прочности стен от величины вертикальной нагрузки.

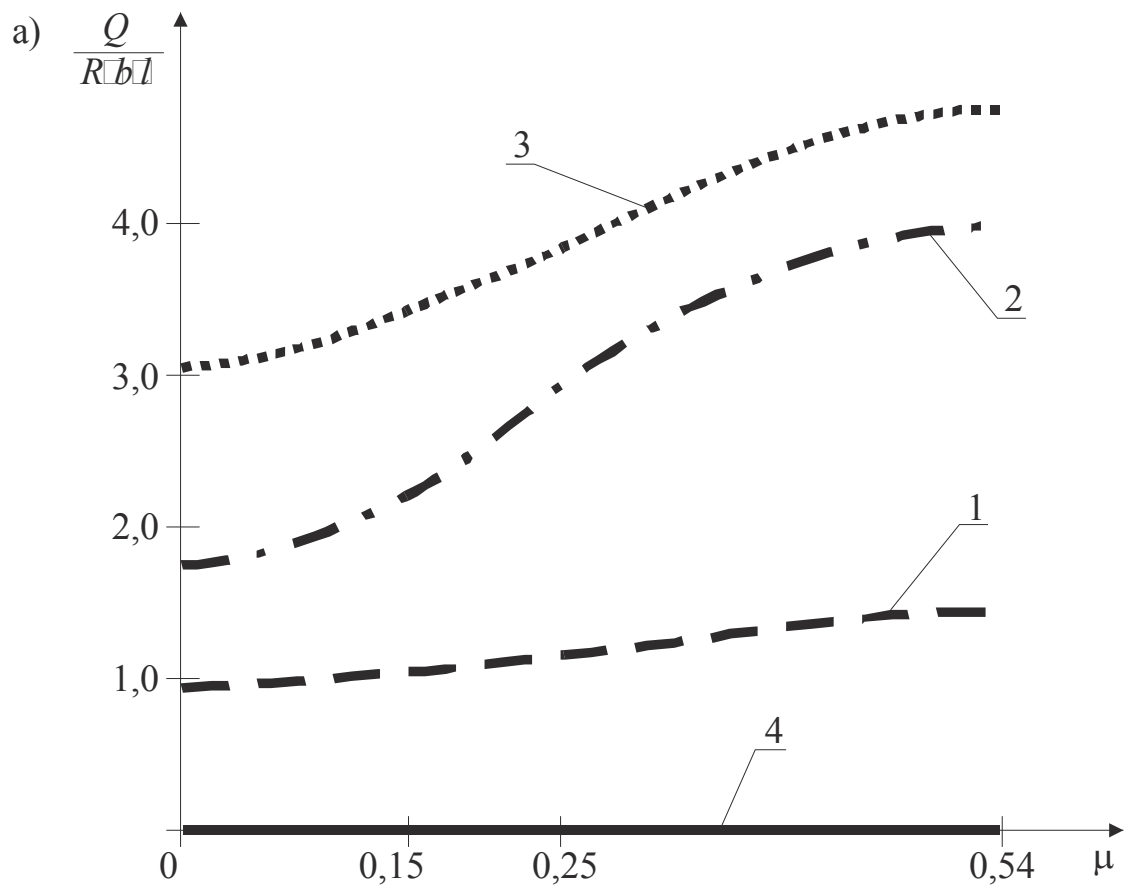
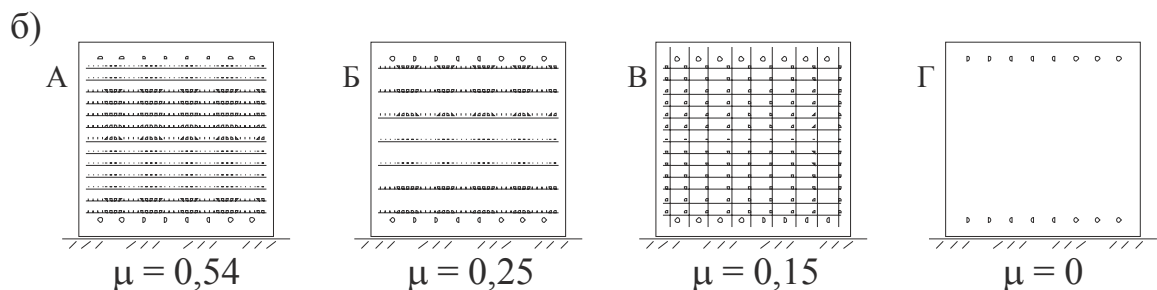


Рис. 6.23. Графики изменения прочности кирпичных стен при изменении разрушающей силы и процента армирования (а). Схемы армирования (б)

- — — — — 1 - при $N = 0$;
- · — — — 2 - при $N = 0,25N_u$;
- 3 - при $N = 0,5N_u$;
- 4 - при $N = N_u$.



А - схема армирования образцов серии СКА-2, армирование сетками через 2 ряда;
 Б - схема армирования образцов серии СКА-3, армирование сетками через 4 ряда;
 В - схема армирования образцов серии СКА-4, армирование каркасом;
 Г - серия СК-1, без армирования.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Ранее разработанная СМ кирпичных стен не может быть использована для разработки метода расчета армированных стен. Причина заключается в том, что эта модель не в полной мере описывает сложный характер напряженно-деформированного состояния стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил.

- Для совершенствования расчетных СМ кирпичных стен разработана новая методология моделирования сопротивления стен.

- Новая методология базируется на копировании веерообразного характера распределения траекторий главных напряжений относительно опорного угла рассматриваемых стен, угол наклона которых меняется от 60^0 до 90^0 . Новый принцип моделирования основывается на введении в расчетную модель нескольких расчетных стержней, имитирующих расчетные наклонные полосы кирпичных стен, в пределах которых концентрируются главные напряжения, с близким по значению углом наклона.

- Другой характеристикой новой методологии является включение в основную расчетную СМ дополнительных стержневых моделей СМ-Т сжатых и растянутых наклонных полос, содержащих наклонные сжатые и растянутые стержни, ориентированные перпендикулярно линии действия сжимающих и растягивающих усилий. Дополнительные модели позволяют определить величину усилий, в результате которых проявляются поперечные деформации сжатой наклонной полосы.

- В результате введения в расчетную СМ стен нескольких наклонных стержней, а также дополнительных стержней модели сжатых и растянутых полос образовалась сложная замкнутая стержневая система – модель СМ, которая в большей степени описывает сложный характер напряженно-деформированного состояния стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил.

- Новая методология моделирования работы стен вводит понятие *расчетного сечения* в сжатых и растянутых наклонных полосах. Положение расчетного сечения определяется местом пересечения продольных осей сжатых и растянутых наклонных полос.

- При разработке расчетных СМ сопротивления стен одновременно решалась проблема определения увеличения сжимающих усилий в наклонных сжатых полосах, возникающих за счет образования зон двойного силового поля (ДСП). Величина повышения сжимающих усилий в наклонных полосах определяется на основе дополнительных расчетных СМ растянутых полос моделей СМ-Т.

- Общий принцип построения расчетных СМ базируется на физически обоснованном способе объединения принципов моделирования стен при раздельном действии вертикальных и горизонтальных сил.

- Определение усилий в элементах сложной СМ кирпичных стен осуществляется на основе правил строительной механики при условии шарнирного соединения стержней в узлах моделей, а также при введении условных лжеключевых точек – узлов моделей, расположенных за пределами общей СМ.

- Армирование кирпичных стен горизонтальными и вертикальными каркасами *не изменяет* характера сопротивления стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил. Поэтому принципы построения расчетных моделей армированных и неармированных кирпичных стен являются аналогичными.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Артющин, Д.В. Прочность стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук / Д.В. Артющин. – Пенза, 1999.
2. Баранова, Т.И. Прочность диафрагм жесткости при совместном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок [Текст] / Т.И. Баранова, Н.Н. Ласьков // Тезисы докладов XXXVIII научно-технической конференции / Казанский ИСИ. – Казань, 1986. – С. 132.
3. Баранова, Т.И. Совершенствование метода расчета стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил [Текст] / Т.И. Баранова, Н.Н. Ласьков // Изучение действительной работы конструкций с учетом условий и сроков эксплуатации: тезисы докладов всесоюзной научно-технической конференции. – Пенза, 1992. – С. 23.
4. Баранова, Т.И. Экспериментальные исследования диафрагм жесткости из каменной кладки [Текст] / Т.И. Баранова, Н.Н. Ласьков // Экспресс информация // Строительные конструкции. Сер. 8 / ВНИИС Госстроя СССР. – Вып.10. – М., 1987. – С. 10-14.
5. Баранова, Т.И. Облегченные многослойные стены из каменной кладки [Текст] / Т.И. Баранова, Н.Н. Ласьков, А.В. Туманов // Сборник статей XXIX научно-технической конференции / Пензенская ГАСА. – Пенза 1999.
6. Баранова, Т.И. Прочность армированных кирпичных стен при действии вертикальных и горизонтальных сил [Текст] / Т.И. Баранова, Н.Н. Ласьков, А.В. Туманов // Вопросы планировки и застройки городов: сборник статей VII Международной научно-практической конференции. – ПГАСА: Пенза, 2000.
7. Баранова, Т.И. Совершенствование методов расчета прочности и конструирование кирпичных и армокирпичных стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил на основе расчетных моделей [Текст] / Т.И. Баранова, А.В. Туманов, Н.Н. Ласьков. – М.: ВНИИТПИ, 2000.
8. Брусенцов, Г.Н. О развитии методов расчета каменных конструкций с применением МКЭ [Текст] / Г.Н. Брусенцов // Исследования по теории и методам расчета строительных конструкций / Труды ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1984. – С. 74-86.
9. Брусенцов, Г.Н. Современные каменные конструкции стен [Текст] / Г.Н. Брусенцов, А.С. Дмитриев, В.А. Камейко // Обзор / ЦИНИС. – М., 1979.
10. Брусенцов, Г.Н. Сопоставление технического уровня отечественных и зарубежных норм проектирования и расчета каменных конструкций [Текст] / Г.Н. Брусенцов, В.А. Камейко // Обзорная информация, Всесоюзный научно-исследовательский институт информации по строительству и архитектуре / Строительные конструкции. – М., 1985, серия 8, выпуск 3.
11. Брусенцов, Г.Н. Расчет каменных конструкций при внецентренном сжатии [Текст] / Г.Н. Брусенцов, Н.Н. Ласьков // Экспресс информация. Инженерно-теоретические основы строительства. Сер. 03. ВНИИС Госстроя СССР. Вып. 7. – М., 1983. – С. 5-10.

12. Брусенцов, Г.Н. Сопротивление диафрагм жесткости из каменной кладки совместному действию вертикальной и горизонтальной нагрузок [Текст] / Г.Н. Брусенцов, Н.Н. Ласьков // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 5. – С. 57-69.
13. Брусенцов, Г.Н. Экспериментальные исследования диафрагм жесткости из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок [Текст] / Г.Н. Брусенцов, Н.Н. Ласьков // Исследования по строительной механике и надежности конструкций: сборник научных трудов. – М.: ЦНИИСК им. Кучеренко, 1986. – С. 196-201.
14. Воронов, А.Н. Техническая теория нелинейного деформирования каменной кладки при плоском напряженном состоянии [Текст] / А.Н. Воронов, Г.А. Гениев // Исследования по теории и методам расчета конструкций: труды ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1984. – С. 63-71.
15. Воронов, А.Н. К построению зависимостей между напряжениями и деформациями для каменной кладки при плоском напряженном состоянии [Текст] / А.Н. Воронов // Исследования по строительным конструкциям. Труды ЦНИИСК им. Кучеренко. – М., 1984. – С. 64-70.
16. Гениев, Г.А. О критерии прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии [Текст] / Г.А. Гениев // Строит. механика и расчет сооружений. – 1979. – №2.
17. Гениев, Г.А. О предельном сопротивлении анизотропных материалов сдвигу при трехосном напряженном состоянии [Текст] / Г.А. Гениев, А.С. Курбатов // Строит. механика и расчет сооружений. – 1991. – №3. – С. 3 – 7.
18. Гениев Г.А., Вопросы прочности и пластичности анизотропных материалов [Текст] / Г.А. Гениев, А.С. Курбатов, Ф.А. Самедов. – М.: ИНТЕРБУК, 1993. – 187 с.
19. Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона [Текст] / Г.А. Гениев, В.Н. Кисюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974.
20. Гончаров, И.Г. Прочность каменных материалов в условиях различных напряженных состояний [Текст] / И.Г. Гончаров. – Л.: Госстройиздат, 1960.
21. ГОСТ 530-95. Кирпич и камни керамические. Технические условия [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1995.
22. ГОСТ 5802-86. Растворы строительные. Методы испытаний [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1986.
23. ГОСТ 6727-80*. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1987.
24. ГОСТ 8462-85. Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1985.
25. ГОСТ 10446-80*. Метод испытания на растяжение [Текст]. – М.: Изд-во стандартов, 1990.
26. Дмитриев А.С. Каменные конструкции [Текст]. – М.: Госстройиздат, 1960.
27. Залесов, А.С. Применение метода однородных полей напряжений для прочностного расчета железобетонных стен и диафрагм [Текст] / А.С. Залесов,

С.Б. Смирнов, Б.С. Ордобаев // Бетон и железобетон: межвузовский сборник научных трудов / Казанский ИСИ. – Казань, 1991. – С. 16-27.

28. Иевенко, В.Г. Алгоритм расчета каменных стен с учетом появления и развития трещин [Текст]: реферативная информация / В.Г. Иевенко. – ЦИНИС, 1976, серия 14, вып. 9.

29. Иевенко, В.Г. Исследование деформативности простенков комплексной конструкции для сейсмостойких зданий [Текст] / В.Г. Иевенко // Сейсмостойкое строительство: реф. сб. – 1976. – Вып. 7.

30. Иевенко, В.Г. Исследование напряженно-деформированного состояния стены из каменной кладки при воздействиях типа сейсмических [Текст] / В.Г. Иевенко // Сейсмостойкое строительство: реф. сб. – 1976. – Вып. 6.

31. Иевенко, В.Г. Применение метода конечных элементов при расчете каменных стен с учетом появления и развития трещин [Текст]: реферативная информация / В.Г. Иевенко. – ЦИНИС, 1977, серия 14, вып. 1.

32. Измайлов Ю.В. Прочность и деформации при перекосе предварительно напряженных блочных стен [Текст] / Ю.В. Измайлов // Труды ЦНИИСК. – М., 1972. – Вып. 26.

33. Измайлов, Ю.В. Прочность и деформации каркасно-блочных стен при перекосе [Текст] / Ю.В. Измайлов, Н.З. Гельман, В.Ф. Майборода // Сейсмостойкость зданий и инженерных сооружений: сб. ЦНИИСК. – М., 1969.

34. Исследования по каменным конструкциям [Текст]: сб. статей / под ред. Л.И. Онищика. – М.: Госстройиздат, 1949.

35. Исследования по каменным конструкциям [Текст]: сб. статей / под ред. Л.И. Онищика. – М.: Госстройиздат, 1950.

36. Исследования по каменным конструкциям [Текст]: сб. статей / под ред. Онищика Л.И. – М.: Госстройиздат, 1957.

37. Камейко, В.А. Новое в каменных конструкциях (отечественный и зарубежный опыт) [Текст] / В.А. Камейко, А.С. Дмитриев, Г.Н. Брусенцов. – НТО ЦНИИСК, 1977.

38. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

39. Кожаринов, С.В. О несущей способности фрагментов стен комплексной конструкции при горизонтальной нагрузке [Текст] / С.В. Кожаринов // Труды ЦНИИСК. – М., 1972. – Вып. 26.

40. Коноводченко, В.И. Исследование сейсмостойкости кирпичной кладки и виброкирпичных панелей [Текст] / В.И. Коноводченко // Сейсмостойкость крупнопанельных и панельных зданий: сб. научных статей. – М.: Стройиздат, 1967.

41. Ласьков, Н.Н. Состояние и основные направления экспериментальных исследований стен из каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил [Текст]: обзорно-аналитическая информация №4-2000 / Н.Н. Ласьков, Д.В. Артюшин, А.В. Туманов. – Пенза: Пензенский ЦНТИ., 2000. – 29 с.

42. Ласьков, Н.Н. Использование критерия прочности кладки при оценке прочности диафрагм жесткости [Текст] / Н.Н. Ласьков // Тезисы докладов XXXIX научно-технической конференции Казанского ИСИ. – Казань, 1987.
43. Ласьков, Н.Н. Прочность стен крупнопанельных и монолитных зданий при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук / Н.Н. Ласьков. – Пенза, 1993.
44. Ласьков, Н.Н. Установка для испытания фрагментов стен на действие вертикальной и горизонтальной нагрузок [Текст] / Н.Н. Ласьков, Т.И. Баранова // Информ. листок № 191-85. – Пенза: Пензенский ЦНТИ, 1985.
45. Ласьков, Н.Н. Выбор схем армирования кирпичных стен, воспринимающих вертикальные и горизонтальные нагрузки [Текст] / Н.Н. Ласьков, А.В. Туманов // Информ. листок №215-2000. – Пенза: Пензенский ЦНТИ, 2000 – 4 с.
46. Ласьков, Н.Н. Метод расчета армированных стен из каменной кладки на основе каркасно-стержневой модели [Текст] / Н.Н. Ласьков, А.В. Туманов // Информ. листок №212-2000. – Пенза: Пензенский ЦНТИ, 2000 – 4 с.
47. Онищик, Л.И. Внецентренное сжатие каменных конструкций [Текст] / Л.И. Онищик // Исследования по каменным конструкциям: сб. – М.: Стройиздат, 1950.
48. Онищик, Л.И. Каменные конструкции [Текст] / Л.И. Онищик. – М.: Стройиздат, 1939.
49. Онищик, Л.И. Основные вопросы расчета каменных конструкций [Текст] / Л.И. Онищик. – М.: ОНТИ, 1934.
50. Онищик, Л.И. Особенности работы каменных конструкций под нагрузкой в стадии разрушения [Текст] / Л.И. Онищик // Исследования по каменным конструкциям: сб. статей. – М.: Стройиздат, 1969.
51. Онищик, Л.И. Прочность и устойчивость каменных конструкций / Л.И. Онищик. – Ч. I. – М.-Л.: ЦНИПС, НКТП, СССР, 1937.
52. Онищик, Л.И. Теория прочности каменной кладки на экспериментальной основе [Текст] / Л.И. Онищик // Экспериментальные исследования каменных конструкций: сб. – М.: Стройиздат, 1939.
53. Пильдиш, М.Я. Внецентренное сжатие каменных конструкций [Текст] / М.Я. Пильдиш // Исследования по каменным конструкциям: сб. статей / под ред. Л.И. Онищика. – М.: Стройиздат, 1949.
54. Поляков, С.В. Каменная кладка в каркасных зданиях [Текст] / С.В. Поляков. – М.: Госстройиздат, 1956.
55. Поляков, С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий [Текст] / С.В. Поляков. – М.: Высшая школа, 1983, 307 с.
56. Поляков, С.В. Сцепление в кирпичной кладке [Текст] / С.В. Поляков. – М.: Госстройиздат, 1959.
57. Поляков, С.В. Прочность кладки комплексной конструкции при совместном действии статических горизонтальных и вертикальных нагрузок [Текст] / С.В. Поляков, С.В. Кожаринов // Строительство и архитектура Узбекистана. – 1974. – № 8.
58. Поляков, С.В. Прочность и деформации квадратных виброкирпичных панелей при перекосе плоскости стены [Текст] / С.В. Поляков, В.И. Коноводченко

// Исследования по сейсмостойкости крупнопанельных и каменных зданий: сб. научных статей ЦНИИСК. им. Кучеренко. – М.: Госстройиздат, 1962.

59. Поляков, С.В. Каменные конструкции [Текст] / С.В. Поляков, Б.Н. Фалевич. – М.: Госстройиздат, 1962.

60. Ржаницын, А.Р. Представление простого изотропного тела в виде шарнирно-стержневой системы [Текст] / А.Р. Ржаницын // Исследование по вопросам строительной механики и теории пластичности: сб. – М.: Госстройиздат, 1956.

61. Розенблюмас, А.Н. Каменные конструкции [Текст] / А.Н. Розенблюмас. – М.: Высшая школа, 1964.

62. Семенцов, С.А. Испытания и данные для расчета каменных конструкций [Текст] / С.А. Семенцов. – Л.: Стройиздат, 1935.

63. Смирнов, С.Б. Метод определения предельных нагрузок для плосконапряженных и плоскодеформированных систем [Текст] / С.Б. Смирнов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1988. – № 5. – С. 26-31.

64. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. – М.: Стройиздат, 1999.

65. Туманов, А.В. Исследование напряженно-деформированного состояния армированных стен из кирпичной кладки численным методом [Текст] / А.В. Туманов // Вопросы планировки и застройки городов: сб. статей VII Международной научно-практической конференции. – Пенза: ПГАСА, 2000.

66. Туманов, В.А. Исследование эксплуатационной надежности кирпичных стен [Текст] / В.А. Туманов, Ю.А. Козлов, А.В. Туманов // Проблемы научно-технического прогресса в строительстве в преддверии нового тысячелетия: сб. статей международной научно-технической конференции. – Пенза: ПГАСА, 1999.

67. Туманов, В.А. Деформативность кирпичных стен [Текст] / В.А. Туманов, А.В. Туманов // Актуальные проблемы современного строительства: сб. статей XXX Всероссийской научно-технической конференции. – Пенза: ПГАСА, 1999.

68. Туманов, А.В. Экспериментальные исследования армированных кирпичных стен на совместные действия вертикальных и горизонтальных сил [Текст] / А.В. Туманов // Проблемы научно-технического прогресса в строительстве в преддверии нового тысячелетия: сб. статей международной научно-технической конференции. – Пенза: ПГАСА, 1999.

69. Тюпин, Г.А. Деформационная теория пластичности каменной кладки [Текст] / Г.А. Тюпин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1980. – №6.

70. Хао-Цян. Экономическая эффективность и совершенствование проектирования железобетонных конструкций на основе расчетных моделей [Текст]: автореф. дис.... канд. техн. наук / Хао-Цян. – Пенза, 1999.

71. Чармадов, А.К. Исследование прочности вибрированной кладки при двухосном напряженном состоянии [Текст] / А.К. Чармадов // Исследования конструкций крупнопанельных зданий. – М., 1981.

72. Черкашин, А.В. Исследование сейсмостойкости кладки на растворах с полимерными добавками и на жидкостекольном вяжущем [Текст] / А.В. Черкашин, В.И. Коноводченко // Сейсмостойкое строительство: реф. сб. – 1974. – Вып. 2.

73. Anand S.C., Young D.T. Finite element model for composite masonry// Proc. ASCE, Journal of the Structural Division. – 1982. – Vol. 108. – № ST12. – P. 2637-2651.
74. Colville J. Stress reduction design factors for masonry walls// Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. – 1979. – Vol. 105. – № ST10.
75. Darison J.I. Masonry mortar// Canadian Building Digest. – 1974. – №163. – 4 p.
76. Dhanasekar M., Page A.W., Kleeman P.W. The failure of brick masonry under biaxial stresses// Proc. Inst. Civ. Eng., Part 2. – 1985. – Vol. 79. – June. – P. 295-313.
77. Elingwood B. Analysis of reliability for masonry structures// Proc. Amer. Soc. Civ. Eng., J. Struct. Div. – 1981. – Vol. 107. – № ST5. – P. 757-773.
78. Fattal S., Jokel F. Failure hypothesis for masonry shear walls// Proceedings of ASCE. – 1976. – Vol. 102. – № ST3. – P. 515-532.
79. Ganju T.N. Non-linear finite element computer model for structural clay brickwork// Struct. Eng. – 1981 – Vol. 59B. – № 3. – P. 40.
80. Grenley D.G., Cattaneo L.E. The Effect of Edgelod on Racking Strength of Clay Masonry// Proceedings, 2nd International Brick Conference, The British Ceramic Research Association, Stoke-on-Trent, England, Apr., 1970.
81. Haferland F. Spannungsrisse// Deutsch. Bauzeit. – 1982 – № 2 – P. 45-48.
82. Hendry A.W. A note on the strength of brickwork in combined racking shear and compression// Proc. Brit. Ceram. Soc. – 1978 – № 27 – P. 47-52.
83. Hendry A.W. The lateral strength of unreinforced brickwork// Struct. Eng. – 1973. – Vol. 51. – № 2. – P. 43-50.
84. Maiti S.K., Smith R.A. Criteria for brittle fracture in biaxial tension// Engineering Fracture Mechanics. – 1985. – Vol. 21. – № 5. – P. 977-981.
85. Mann W., Müller H. Bruchkriterien für guerkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Windcheilen// “Bautechnik”. – 1973 – № 12 – p. 421-425.
86. Marin J. Theories of strength for combined stresses and nonisotropic materials// J. Aeronaut., Sci. – 1957. – № 4.
87. Neqoita A. Bearing walls in earthquake areas// Build International. – 1972. – vol. 5. – № 1. – P. 43-53.
88. Page A.W. A non-linear analysis of the composite action of masonry walls on beams// Proc. Inst. Civ. Eng. – 1979. – Vol. 67. – March. – P. 93-100.
89. Page A.W. Finite element model for masonry// Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE. – 1978. – Vol. 104. – № ST8. – P. 1267-1268.
90. Page A.W. The biaxial compressive strength of brick masonry// Proc. Inst. Civ. Eng. – 1981. – Vol. 71. – Part 2. – P. 893-906.
91. Preising H.R. Risse bei der Mischbauweise// Schw. Bauwirtsch. – 1982. – № 7. – S. 17-21.
92. Sathynarayanan P. Experimentsl behaviour of brick-infilled square panels under diagonal static loading// Indian Concrete Journal. – 1989. – №11. – P. 542 – 546.
93. Samarasinghe W., Page A.W., Hendry A.W. A finite element model for the in-plane behaviour of brickwork// Proc. Inst. Civ. Eng. – 1982. – Vol. 73. – P.171-178.

94. Samarasinghe W., Page A.W., Hendry A.W. Behaviour of brick masonry shear walls// Struct. Eng. – 1981. – Vol. 59B. – № 3. – P. 42-48.
95. Saw C. Linear elastic finite element analysis of masonry walls on beams// Building Science. – 1974. – Vol. 9. – № 4. – P. 299-307.
96. Sinha B.P. A simplified ultimate load analysis of laterally loaded model orthotropic brickwork panels of low tensile strength// Struct. Eng. – 1978. – Vol. 56B. – № 4 – P. 81-84.
97. Sinha B.P., Hendry A.W. Structural testing of brickwork in adused darry// Proc. Inst. Civ. Eng. – 1976. – Vol. 60. – Part I. – P. 153-162.
98. Sinha B.P., Loftus M.D., Temple R. Lateral Strength of model brickwork panels// Proc. Inst. Civ. Eng. – 1976. – Vol. 67. – March.
99. Smith B.S. The diagonal tensile strength of brickwork// Struct. Eng. – 1970. – Vol. 48. – № 6. – P. 219-226.
100. Smith B.S., Carter C. Distribution of stresses in masonry wall subjected to vertical loading// Proceedings of 2nd International Brick Conference, Stoke-on-Trent. – 1970. – P. 119-124.
101. Smith B.S., Carter C. Hypothesis for shear failure of brickwork// Proc. Amer. Soc. Civil Engns. – 1971. – IV, Vol. 97. – № ST4. – P. 1055-1062.
102. Smith B.S., Carter C., Cloudhury J.R. The diagonal tensile strength of brickwork// The Structural Engineer. – 1970. – Vol. 48. – № 6. – P. 216-226.
103. Smith B.S., Rahman K.M.K. The variations of stress in vertically loaded brickwork walls// Proceedings Institute Civil Engineers. – 1972. – IV, vol. 51.
104. West H.W.H., Hodgkinson H.R., Haseltine B.A. The resistance of brickwork to lateral loading// Part I. Experimental methods and results of tests on small specimens and full sized walls// Struct. Eng. – 1977. – Vol. 55. – № 10. – P. 411-421.
105. Yorkdale A.H., Anderson R.P. Computer design engineered brick masonry// Proc. Amer. Soc. Civ. Eng. – 1972. – Vol. 98, № 575. – P. 1119-1135.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. СИСТЕМЫ ПЕРЕВЯЗОК КАМЕННЫХ КЛАДОК	5
1.1. Основные понятия.....	5
1.2. Основные системы перевязок кирпичных кладок	6
1.3. Перевязка кирпичной кладки без $\frac{3}{4}$ -кирпичей.....	19
1.4. Перевязка стен на теплых растворах.....	27
1.5. Новые системы перевязки. Пустотные (шанцевые) кладки	31
2. РАБОТА ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	42
2.1. Общая формула прочности кладок при сжатии.....	42
2.2. Сжатие кирпичной кладки. Три стадии разрушения.....	43
2.3. Анализ напряженного состояния отдельных кирпичей в кладке.....	47
2.4. Формулы прочности кирпичной кладки.....	49
2.6. Влияние различных факторов на прочность кирпичной кладки	53
2.7. Сжатие кладки из блоков.....	60
2.8. Сжатие кладки из натурального камня.....	65
2.9. Бутобетон	70
2.10. Сцепление раствора с кирпичом или камнем.....	72
2.11. Растяжение кладки	74
2.12. Срез кладки	78
2.13. Упругие свойства кладки	81
2.14. Продольный изгиб.....	92
2.15. Особенности работы каменных конструкций при внецентренном сжатии	100
2.16. Расчет на внецентренное сжатие	103
2.17. Местные напряжения при сосредоточенных нагрузках (смятие).....	116
3. РАБОТА ЭЛЕМЕНТОВ АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	130
3.1. Кирпичные столбы с косвенным сетчатым армированием	130
3.2. Кирпичные столбы с продольным армированием.....	142
3.3. Кирпичные столбы с жесткой арматурой и железобетонным ядром	154
3.4. Усиление кирпичных столбов обоями	157
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ.....	163
4.1. Минимальные толщины стен и столбов	163
4.2. Определение изгибающих моментов в стенах от междуэтажных перекрытий и изменения сечения конструкций по высоте	166
4.3. Учет продольного изгиба при расчете стен и столбов	185
4.4. Ослабление стен и столбов бороздами	194
4.5. Расчет карнизов и парапетов.....	199
4.6. Перемычки	207

4.7. Многослойные стены	217
5. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СТЕН ИЗ АРМИРОВАННОЙ КАМЕННОЙ КЛАДКИ ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СИЛ.....	225
5.1. Рабочая программа экспериментальных исследований стен	225
5.2. Опытные образцы стен	227
5.3. Определение физико-механических свойств каменной кладки опытных образцов стен	227
5.4. Методика испытаний	242
6. РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ФРАГМЕНТОВ СТЕН	245
6.1. Стены из каменной кладки при различных соотношениях усилий	245
6.2. Стены из армированной кладки при изменении схем армирования и количества арматуры	248
6.2.1. Образование и развитие трещин, схемы разрушения	248
6.2.2. Усилия образования трещин. Разрушающие усилия.....	261
6.3. Анализ результатов испытаний	261
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	270
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	272

Научное издание

Баранова Тамара Ивановна

Туманов Антон Вячеславович

**ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ
КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**
Монография

В авторской редакции

Верстка Н.А. Сазонова

Подписано в печать 20.03.13. Формат 60×84/16.

Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.

Усл. печ. л. 16,275. Уч.-изд. л. 17,5. Тираж 500 экз. 1-й завод 100 экз.

Заказ №86.

Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.