ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ им. В. А. КУЧЕРЕНКО
ГОССТРОЯ СССР

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

МОСКВА — 1974

gost.e-ecolog.ru

ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ им. В. А. КУЧЕРЕНКО
ГОССТРОЯ СССР

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1974

УДК 624.012.1/2

Руководство по проектированию каменных и армокаменных конструкций. М., Стройиздат, 1974, 183 с. (ордена Трудового Красного Знамени Центральный науч.-исслед. ин-т строительных конструкций им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР).

Руководство по проектированию каменных и армокаменных конструкций содержит рекомендации по расчету и проектированию конструкций, выполняемых из разных видов каменных материалов, и составлено в развитие главы СНиП II-В.2-71 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования».

Руководство предназначено для проектирования жилых, общественных и промышленных зданий.

Табл. 91

© Стройиздат, 1974

Р $\frac{30213-667}{047(01)-74}$ Инструкт.-нормат., IV вып. 19—73

ПРЕДИСЛОВИЕ

Руководство распространяется на проектирование каменных и армокаменных конструкций жилых, общественных, промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений как для летних, так и зимних условий строительства.

В Руководстве приведен текст главы СНиП II-В.2-71 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования» в некоторых случаях с небольшими редакционными изменениями, который отмечен слева вертикальной чертой.

При нумерации пунктов, формул и таблиц в скобках указаны соответствующие им номера пунктов, формул и таблиц главы СНиП II-В.2-71.

Руководство разработано Отделением прочности крупнопанельных и каменных зданий ЦНИИ строительных конструкций им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР: раздел 1 — С. А. Семенцовым и А. С. Дмитриевым; разделы 2.1, 11.1 — 11.3 и приложения 1 и 3 — А. С. Дмитриевым; раздел 2.2 и приложение 4 — И. Т. Котовым; разделы 3, 4, 6, 7, 8 и приложения 2, 5, 6 и 7 — С. А. Семенцовым; пп. 4.27—4.48 (местное сжатие) — С. А. Семенцовым и А. Н. Бирюковым; разделы 5 и 11.5 — В. А. Камейко; разделы 9, 10, 15, 17, 18 и приложение 8 — А. И. Рабиновичем; раздел 11.4 — Н. В. Морозовым; разделы 12 и 13 — С. А. Воробьевой; раздел 14 — А. С. Дмитриевым и Л. Г. Мовшовичем (ЦНИИСельстрой); раздел 16 и приложение 9 — А. А. Емельяновым; раздел 19 — А. А. Шишкиным; приложение 10 — Г. И. Константиновым и П. Н. Умняковым (НИИ строительной физики). В разработке Руководства принимали также участие Н. И. Левин и Г. В. Кащеев (ЦНИИСК), п. 3.12 составлен по данным И. А. Рахлина и А. М. Самедова (НИИСК Госстроя СССР).

Редактирование Руководства выполнено д-ром техн. наук С. А. Семенцовым и канд. техн. наук В. А. Камейко, А. С. Дмитриевым и А. И. Рабиновичем.

Замечания и предложения просьба направлять в лабораторию прочности крупнопанельных и каменных конструкций (адрес: 109389, Москва, Ж-389, 2-я Институтская ул., д. 6).

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1(1.1). Настоящее Руководство составлено в развитие главы СНиП II-В.2-71 «Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования» и содержит методы расчета и проектирования зданий и сооружений из каменных материалов.

Нормы распространяются на проектирование каменных и армокаменных конструкций зданий и сооружений.

Примечание. При проектировании каменных и армокаменных конструкций следует соблюдать также требования соответствующих нормативных документов, утвержденных или согласованных Госстроем СССР.

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

1.2(1.2). При проектировании каменных и армокаменных конструкций необходимо предусматривать, как правило, следующие конструктивные решения, изделия и материалы:

а) наружные несущие, самонесущие или ненесущие стены — из облегченной кладки с плитными утеплителями, пустотелых керамических или бетонных камней, сплошных камней и блоков из ячеистых или легких бетонов. В малоэтажных зданиях (особенно в сельскохозяйственном строительстве), кроме упомянутых выше, — стены из облегченной кладки с местными утеплителями (связанные засыпки из шлака, щебня и песка, легких горных пород и др.); при внутренних поперечных несущих стенах, кроме того, — наружные самонесущие или ненесущие стены из панелей всех видов;

б) панели и крупные блоки из кирпича или камней (особенно при строительстве в Северной строительно-климатической зоне и сейсмических районах);

в) кирпич марок по прочности 150 и более (для наиболее нагруженных стен и столбов зданий);

г) местные природные каменные материалы (известняки, туфы и т. п.), выпиливаемые из массивов горных пород;

д) растворы с противоморозными химическими добавками для зимней кладки с учетом указаний п. 19.1 (7.1).

е) проектирование зданий высотой более 12 этажей (36 *м*) допускается только при условии применения в нижних этажах кирпича повышенной прочности (марок 150—300).

Рекомендуется применение в массовом строительстве стен из виброкирпичных панелей, что по сравнению с обычными кирпичными стенами уменьшает расход кирпича и вес стен в 2—3 раза и уменьшает общие трудовые затраты на возведение стен (включая изготовление панелей) более чем на 30%. Значительно улучшаются также условия возведения стен при отрицательных температурах, что особенно существенно в Северной строительно-климатической зоне. Повышение монолитности стен и уменьшение их веса создает дополнительные преимущества при применении виброкирпичных стен в сейсмических районах.

Стены из природных каменных материалов должны возводиться, как правило, из крупных блоков или обыкновенных камней, выпиливаемых из пильных известняков или туфов, имеющих объемный вес 900—1800 *кг/м*^{3}.

1.3(1.3). Типовыми проектами должны предусматриваться варианты конструктивных решений стен, применение изделий и материалов, указанных в п. 1.2(1.2), а также сплошные кирпичные стены.

Каменные конструкции следует проектировать с наиболее полным использованием их несущей способности и с максимальным применением местных строительных материалов, имеющихся в районе строительства.

Во избежание утолщения наиболее нагруженных стен и столбов, где это необходимо по расчету прочности конструкций, следует применять кирпич марок 150 и более или усиление простенков и столбов сетчатым армированием или железобетоном (комплексные конструкции). Сплошные кирпичные стены, без ис-

пользования кирпича высоких марок, могут применяться при отсутствии производственной базы для изготовления кирпича повышенной прочности, пустотелых керамических камней и плитных утеплителей.

Выбор оптимальных конструкций следует производить на основании приведенных затрат с учетом стоимости материалов, трудовых затрат, транспорта, а также эксплуатационных расходов.

1.4(1.4). Проектами в необходимых случаях должна предусматриваться защита каменных и армокаменных конструкций от механических воздействий, а также от влияния влажностной или агрессивной среды (защитные покрытия выступающих и особо подверженных увлажнению и внешним воздействиям частей стен, облицовки, пароизоляционные и гидроизоляционные слои и т. д.).

Следует предусматривать также защиту от коррозии стальных связей, закладных и соединительных деталей.

1.5(1.5, 6.1). Прочность и устойчивость каменных и армокаменных конструкций должны обеспечиваться как для стадии эксплуатации, так и при их возведении, а также при транспортировании и монтаже элементов сборных конструкций.

Во всех случаях должны быть обеспечены устойчивость и пространственная неизменяемость всего сооружения или здания в целом.

Проектировать указанные конструкции следует с учетом способов их изготовления и возведения.

Кроме расчета конструкций законченного здания в условиях их совместной работы с другими элементами здания необходимо проверить расчетом прочность и устойчивость стен и других конструкций незаконченного здания в процессе их возведения. В случае, если по расчету устойчивость их окажется недостаточной, должны предусматриваться временные крепления до устройства перекрытий или других конструкций, обеспечивающих их устойчивость.

1.6(6.2). При проверке прочности и устойчивости стен, столбов, карнизов и других элементов зданий следует принимать, что элементы перекрытий (балки, плиты и пр.) укладываются по ходу кладки и что возможно опирание элементов здания (перекрытий, балконов, лестниц и др., в том числе и укрупненных) на свежую кладку.

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

1.7. Расчет каменных конструкций производится по предельным состояниям первой группы (потеря несущей способности) или же второй группы (по непригодности к нормальной эксплуатации, вследствие, например, недопустимого раскрытия трещин). При расчете действующие усилия (N, M, Q), определяемые по расчетным или нормативным нагрузкам, сравниваются с предельными усилиями, например, по несущей способности или по раскрытию трещин ($N_{пр}$, $M_{пр}$, $Q_{пр}$), определяемыми, как правило, в соответствии с величинами расчетных сопротивлений. Предельные усилия выражаются обычно правой частью формул, приведенных в главе СНиП II-В.2-71 и в настоящем Руководстве.

Примечание. Вместо термина «предельное усилие по несущей способности», применяется также термин «расчетная несущая способность».

1.8(1.6). Типовыми проектами должна предусматриваться возможность возведения зданий и сооружений как в летних, так и в зимних условиях.

1.9(1.7). В рабочих чертежах должны быть указаны:

а) вид кирпича, камней, облицовочных материалов и бетонов, применяемых для изготовления крупных блоков или заполнения пустот облегченной кладки, и их проектные марки по прочности; для легкого бетона указывается также объемный вес, а для ячеистого бетона еще и отпускная влажность;

б) проектные марки растворов для кладки и монтажных швов, предназначенных для производства работ как в летнее, так и в зимнее время; при изготовлении панелей и крупных блоков, кроме того, — вид вяжущего;

в) марки кирпича, камней, бетона и облицовочных материалов по морозостойкости;

г) классы и марки арматуры полосовой и фасонной стали;

д) виды утеплителей для стен облегченной кладки;

е) для кладки, выполняемой при отрицательных температурах, — способ кладки и при необходимости — дополнительные мероприятия, обеспечивающие прочность и устойчивость зимней кладки в стадии оттаивания (см. п. 19.14 (п. 7.9);

ж) требование о систематическом контроле на строительстве прочности кирпича (камня) и раствора для конструкций, расчетная несущая способность которых используется более чем на 80%.

Чертежи, по которым может осуществляться кладка при отрицательных температурах, должны иметь надпись о произведенной проверке прочности конструкций и возможности их возведения в зимних условиях. По чертежам, не имеющим такой надписи, производство кладки в зимних условиях запрещается.

2. МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ

2.1. КАМЕННЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ИЗДЕЛИЯ

а) Общие требования

2.1.1. Для каменных конструкций применяют кирпич полнотелый и пустотелый, камни керамические, бетонные и природные, крупные блоки, панели и сырцовые материалы.

2.1.2(2.1). Камни для каменных и армокаменных конструкций, а также бетоны для изготовления крупных блоков должны удовлетворять требованиям соответствующих государственных стандартов или технических условий.

Применяются следующие марки камней и проектные марки бетонов и растворов:

а) камней — по временному сопротивлению сжатию в *кГ/см²*, а для кирпича также и изгибу — 4, 7, 10, 15, 25, 35, 50, 75, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 600, 800 и 1000;

б) бетонов — по временному сопротивлению сжатию в *кГ/см²* — *25, 35, 50, 75, 100, 150, 200,* 250, 300 и 400;

г) каменных материалов и бетонов — по морозостойкости — Мрз 10, Мрз 15, Мрз 25, Мрз 35, Мрз 50, Мрз 100, Мрз 150, Мрз 200 и Мрз 300. Указанные выше марки относятся к следующим видам каменных материалов:

высокой прочности: 300, 400, 500, 600, 800 и 1000 — тяжелые природные камни, клинкерный кирпич и строительный кирпич высокой прочности;

средней прочности: 35, 50, 75, 100, 125, 150, 200 и 250 — легкие природные камни, кирпич разных видов, бетонные и керамические камни;

низкой прочности: 4, 7, 10, 15 и 25—слабые пильные известняки, сырцовые материалы.

Требования ГОСТов к показателям прочности кирпича см. в приложении 3.

Примечания: 1. Марки камней, бетонов и растворов следует определять по методике, установленной соответствующими государственными стандартами.

За марку крупных блоков из природных камней следует принимать временное сопротивление сжатию в *кГ/см²* кубов с размером ребер 200 *мм*.

2. Для бетонов, применяемых в качестве утеплителей, допускаются проектные марки по временному сопротивлению сжатию 7, 10 и 15, а для вкладышей и плит не менее 10.

2.1.3(2.3). Морозостойкость (Мрз) каменных материалов для внешней части кладки наружных стен (на глубину 12 *см*) и для фундаментов (верхняя часть до половины расчетной глубины промерзания грунта, определяемой по нормам проектирования оснований зданий и сооружений) в зависимости от степени долговечности конструкций должна отвечать требованиям, указанным в табл. 1 и пп. 2.1.4(2.4) и 2.1.5.(2.5) настоящего раздела Руководства.

Степень надежности, принятая в табл. 1 и в главе СНиП II-В.2-71, определяется по долговечности каменных конструкций (сроку службы). Принимаются следующие степени надежности (степень долговечности) конструкций:

I — со сроком службы не менее 100 лет;
II — » » » » » 50 лет;
III — » » » » » 20 лет.

2.1.4(2.4). Для районов восточнее и южнее линии, проходящей через города Туапсе, Грозный, Волгоград, Саратов, Куйбышев, Орск, Караганда, Семипалатинск, Усть-Каменогорск, нормы морозостойкости, приведенные в табл. 1(1), допускается снижать на одну ступень, но не ниже Мрз 10.

2.1.5(2.5). Для Северной строительно-климатической зоны, а также для районов побережий Ледовитого и Тихого океанов на ширину 100 км, не входящих в Северную строительно-климатическую зону:

а) марки по морозостойкости материалов для внешней части кладки наружных стен (при сплошных стенах: на глубину 20 *см* — для стен из камней и 25 *см*—для стен из кирпича) и для фундаментов должны быть на одну ступень выше указанных в табл. 1(1), но не выше Мрз 50 для керамических материалов и природных камней и Мрз 100 — для бетонных камней;

б) не допускается применение камней и блоков из ячеистого бетона для наружных стен зданий с мокрым режимом помещений независимо от наличия пароизоляции;

в) марки по морозостойкости камней и блоков из тяжелого бетона, применяемых для устройства фундаментов и подземных частей стен, вне зависимости от уровня грунтовых вод, следует принимать не ниже Мрз 150, Мрз 100 и Мрз 50 соответственно при I, II и III степенях надежности конструкций.

Примечание. Определение границ Северной строительно-климатической зоны и ее подзон дано в «Указаниях по проектированию населенных мест, предприятий, зданий и сооружений в Северной строительно-климатической зоне» (СН 353-66).

2.1.6. Каменные материалы, доставляемые на строительство, должны сопровождаться за-

Таблица 1 (1)

Марки каменных материалов, применяемых для внешних частей кладки наружных стен и для фундаментов, по морозостойкости

Вид конструкций	Значения Мрз при степени надежности конструкций		
	I	II	III
1. Наружные стены или их облицовка в зданиях с влажностным режимом помещений:			
а) сухим и нормальным .	25	15	10
б) влажным	35	25	15
в) мокрым	50	35	25
2. Выступающие горизонтальные и наклонные элементы каменных конструкций и облицовок, не защищенные водонепроницаемыми покрытиями (парапеты, наружные подоконники, карнизы, пояски, обрезы, цоколи и другие части зданий, подвергающиеся усиленному увлажнению от дождя и тающего снега)	50	35	25
3. Фундаменты и подземные части стен:			
а) из искусственных камней и бетона	35	25	15
б) из природного камня .	25	15	15

Примечания: 1. Марки по морозостойкости, приведенные в табл. I(1), для всех строительно-климатических зон, кроме указанных в п. 2.1.5 (2.5), могут быть снижены для кладки из глиняного кирпича пластического формования на одну ступень, но не ниже Мрз 10 в следующих случаях:

а) для наружных стен помещений с сухим и нормальным влажностным режимом помещений (п. 1а) — при защите их морозостойкими облицовками, удовлетворяющими требованиям табл. I(1), толщиной не менее 35 *мм*;

б) для наружных стен влажных и мокрых помещений (пп. 1б и 1в) при защите их с внутренней стороны гидроизоляцией или пароизоляцией;

в) для элементов каменных конструкций и для фундаментов (пп. 2 и 3) при защите их от увлажнения гидроизоляцией;

г) для фундаментов и подземных частей стен в маловлажных грунтах, если планировочная отметка земли выше уровня грунтовых вод на 3 *м* и более (п. 3), при устройстве тротуаров или отмосток.

2. Марки по морозостойкости, приведенные в пп. 1 и 2 для тонких облицовок (толщиной менее 35 *мм*), повышаются на одну ступень, но не выше Мрз 50, а для Северной строительно-климатической зоны — на две ступени, но не выше Мрз 100.

3. Марки по морозостойкости каменных материалов, применяемых для фундаментов и подземных частей стен, следует повышать на одну ступень, если планировочная отметка земли выше уровня грунтовых вод менее чем на 1 *м*.

4. Марки камня по морозостойкости для кладки открытых водонасыщаемых конструкций и конструкций сооружений в зоне переменного уровня и подсоса воды (подпорные стенки, резервуары, водосливы, бортовые камни и т. п.) принимаются по специальным указаниям.

5. Требования испытания по морозостойкости не предъявляются к природным каменным материалам, которые на опыте прошлого строительства показали достаточную морозостойкость в аналогичных условиях работы.

6. Степень надежности конструкций назначается проектной организацией.

водским паспортом, содержащим сведения о пределе их прочности (марке) и морозостойкости, а для легких и теплоизоляционных материалов — и об объемном их весе. При отсутствии паспорта перед применением материалов строящая организация должна провести необходимые испытания.

Контрольные испытания каменных материалов следует производить на строительствах и при наличии паспорта, если материалы применяются в зданиях высотой более чем 5 этажей или при общей высоте здания более 15 *м*, а также независимо от этажности здания при высоте этажей более 5 *м*.

б) Каменные материалы и изделия [1], применяемые для ручной кладки

Кирпич

2.1.7. К кирпичу относятся изделия толщиной менее 13 *см*, укладываемые каменщиком в стену одной рукой (одноручный материал). Штучный вес кирпича ограничивается весом 4—4,3 *кг*.

Для каменных конструкций применяют следующие виды кирпича:

а) полнотелый — глиняный обыкновенный пластического и полусухого прессования (ГОСТ 530—71), силикатный (ГОСТ 379—69), строительный из трепелов и диатомитов (ГОСТ 648—73) и шлаковый (ГОСТ 1148—41*);

б) пустотелый пластического прессования (ГОСТ 6316—55*) и из трепелов и диатомитов (ГОСТ 648—73).

Модульный (толщиной 88 *мм*) глиняный и силикатный кирпич для уменьшения его веса должен иметь технологические пустоты.

2.1.8. Типы пустотелого кирпича приведены на рис. 1.

Пустотелый кирпич пластического прессования в зависимости от объемного веса разделяется на два класса: класс А—с объемным весом до 1300 *кг/м*^{3} включительно и класс Б—с объемным весом более 1300, но не выше 1450 *кг/м*^{3}. Более низкий объемный вес кирпича достигается как за счет пустот, так и повышенной пористости керамической массы.

Объемный вес пустотелого кирпича полусухого прессования не должен превышать 1500 *кг/м*^{3}.

2.1.9. Марка кирпича устанавливается по результатам испытаний на сжатие и изгиб, за

[1] Конструктивные решения и другие характеристики кирпичных и виброкирпичных панелей см. в разделе II.

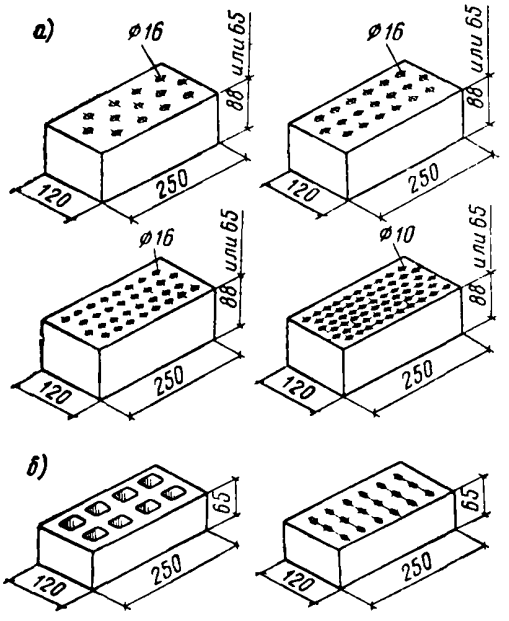


Рис. 1. Пустотелый кирпич

а — пластического прессования; б — полусухого прессования

исключением шлакового кирпича, для которого испытания на изгиб по стандарту не требуется.

Камни обыкновенные

2.1.10. К обыкновенным камням относятся изделия по размерам большие, чем кирпич, допускающие ручную кладку.

2.1.11. Рекомендуется применять керамические пустотелые камни с вертикальными щелевидными пустотами шириной не более 12 *мм*; эти камни более эффективны по теплоизоляции, чем кирпич с небольшим количеством крупных пустот. Объемный вес камней не должен быть выше 1400 *кг/м*³. По прочности керамические камни могут применяться марок 50, 75, 100, 125 и 150. Пустотность камней 22—

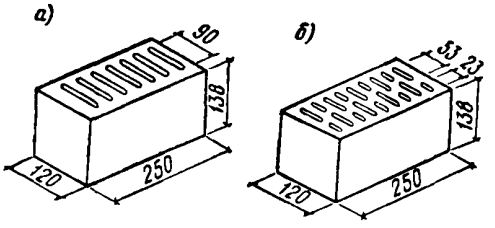


Рис. 2. Керамические пустотелые камни

а — 7 пустот; б — 18 пустот

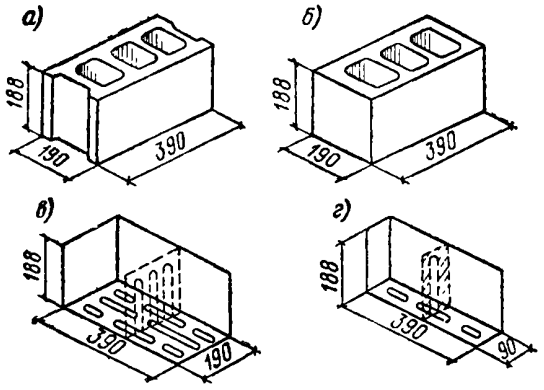


Рис. 3. Бетонные пустотелые камни

а — трехпустотный ложковый; б — то же, тычковый; в — камни со щелевидными пустотами целые; г — то же, продольная половинка

24%. Типы камней, установленные ГОСТ 6328—55*, приведены на рис. 2.

2.1.12. Камни бетонные сплошные и пустотелые изготовляют из бетона тяжелого или легкого с пористыми заполнителями. Камни должны отвечать требованиям ГОСТ 6928—54*.

Основные размеры камней: 390×190×188 и 390×90×188 *мм*. Допускается применять камни также с размерами 490×240×188 и 490×290×188 *мм*, изготовленные из легкого бетона с объемным весом до 1200 *кг/м*³. Вес отдельных камней не должен превышать 32 *кг*.

Бетонные камни выпускаются следующих марок по прочности:

пустотелые из легкого бетона — 25, 35, 50 и 75;

сплошные из легкого бетона — 35, 50, 75 и 100;

пустотелые из тяжелого бетона — 50, 75, и 100;

сплошные из тяжелого бетона — 75, 100, 150 и 200.

Морозостойкость должна быть не ниже Мрз 10 для камней марки 25 и Мрз 15 — для камней марки 35 и выше. ГОСТ 6928—54* предусматривает по требованию потребителя изготовление камней более высокой морозостойкости.

Пустотелые бетонные камни приведены на рис. 3.

Рекомендуется применять камни с щелевидными пустотами (ГОСТ 6133—52), обеспечивающие высокую теплоизоляцию стен. Камни с крупными пустотами целесообразно применять в районах, где по теплотехническим условиям не требуется засыпки пустот теплоизоляционным материалом.

2.1.13. Камни из автоклавных и безавтоклавных ячеистых бетонов должны отвечать требованиям МРТУ 7-20-69. Камни выпускаются марок 25, 35, 50, 75 и 100 с объемным весом от 500 до 1000 *кг/м*³. Морозостойкость камней не должна быть ниже Мрз 25 — для стен зданий с сухим и нормальным влажностным режимом помещений и Мрз 35 — для зданий с влажным режимом. Типы и размеры камней, применяемых для кладки на растворе, приведены в табл. 2.

Таблица 2

Типы и размеры камней из ячеистых бетонов, применяемых для кладки на растворе

Тип	Размеры в *мм*		
	высота	ширина	длина
Основные камни			
I	198 (200)	200	590 (500); 290
II	198 (200, 300)	250 (240)	590 (500); 290
III	198 (200)	300	590 (500); 290
Доборные камни			
IV	98 (100)	200	590 (500); 290
V	98 (100, 150)	250 (240)	590 (500, 530); 290
VI	98 (100)	300	590 (500); 290

Примечание. В скобках указаны размеры камней, выпуск которых допускается на действующем оборудовании до его износа.

Для кладки на клею камни имеют высоту и ширину ту же, что и при кладке на растворе (табл. 2), а длина принимается 598 и 298 вместо 590 и 290 *мм*.

По объемному весу в высушенном состоянии ячеистые бетоны разделяются на классы А и Б, приведенные в табл. 3.

2.1.14. Основные виды природных каменных материалов и их характеристики приведены в приложении 2.

Таблица 3

Объемный вес ячеистого бетона в высушенном до постоянного веса состоянии

Класс ячеистого бетона	Максимальный объемный вес в *кг/м*³ для марок бетона						
	25	35	50	75	100	150	200
А	600	700	800	900	1000	1100	1200
Б	700	800	900	1000	1100	1200	—

Примечания: 1. За проектную марку ячеистого бетона принимается предел прочности кубов размером 200×200×200 *мм*. Влажность бетона, отвечающая проектной марке, принимается 8% для ячеистых бетонов, изготовленных на кварцевом песке, и 15% для ячеистых бетонов, изготовленных на золе. При большей влажности бетона должны вводиться коэффициенты, приведенные в «Руководстве по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из ячеистых бетонов».

2 Для бетона класса А допускается объемный вес на 100 *кг/м*³ менее указанных в табл. 3 в случаях освоения производства такого бетона отдельными заводами.

В районах широкого распространения природных легких каменных материалов объемным весом $\leqslant 1800$ *кг/м*³ (пильные известняки средней и низкой прочности, туфы и др.) их следует применять для стен зданий преимущественно в виде монолитных крупных блоков, выпиливаемых непосредственно из забоя, составных (из обыкновенных камней) вибрированных блоков или панелей или в виде обыкновенных камней для ручной кладки. Применение природных каменных материалов объемным весом более 1800 *кг/м*³ допускается для наружных стен при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Применение стен из кирпича, керамических камней и тому подобных материалов в этих районах возможно, если в результате технико-экономического анализа по местным условиям это окажется целесообразным.

ГОСТ 4001—66* устанавливает следующие типы и размеры полномерных камней:

тип 1 размером 390×190×188 *мм*;
» 2 » 490×240×188 » ;
» 3 » 390×190×238 » .

Допускаются камни и других размеров после технико-экономических обоснований, причем вес отдельных камней не должен превышать 40 *кг*.

Заводом должны поставляться по спецификациям потребителя также камни, равные $^1/_2$ и $^3/_4$ целого камня по длине в количестве не более 10% партии.

Камни для стен могут применяться следующих марок по прочности:

известняка — 4—400;

туфа — 35—400.

Для камней из осадочных горных пород кроме других испытаний должен определяться также коэффициент водостойкости (размягчения). Коэффициент водостойкости, определяемый отношением предела прочности при сжатии в насыщенном водой состоянии к пределу прочности в воздушно-сухом состоянии, не должен быть ниже: для камней кладки фундаментов и подземных частей зданий — 0,7, а для камней кладки стен выше гидроизоляции — 0,6.

За марку природных камней должен приниматься предел прочности при сжатии, определенный испытанием целых или половинных камней или кубов с размерами ребра 200 *мм*. Допускается определять марку камня испытанием кубов и цилиндров меньших размеров с умножением результатов испытаний на коэффициенты, приведенные в табл. 4.

Таблица 4

Размеры образцов для определения марки природного камня и коэффициенты

Марка камня	Размеры ребер кубов или диаметр d и высота $h(d=h)$ цилиндра, *мм*	Коэффициент для	
		куба	цилиндра
4—25	200	1	—
35—75	150	0,9	0,95
100—200	100	0,85	0,9
	70	0,75	0,8
300 и более	50	0,7	0,75

Кубы и цилиндры из слоистых горных пород должны испытываться на сжатие в направлении, перпендикулярном слоям.

При применении природных камней в конструкциях, постоянно подвергающихся увлажнению (фундаменты во влажных грунтах, подпорные стены и т. п.), за марку камней должен приниматься предел прочности образцов, испытанных в насыщенном водой состоянии.

Бутовый камень тяжелых горных пород (гранит, тяжелые известняки и т. п.) следует применять для фундаментов, цоколей и для стен помещений, расположенных ниже уровня земли. Выше уровня грунта стены из бутового камня таких пород могут выполняться только при отсутствии каких-либо других более легких материалов, в виде исключения, в зданиях высотой не более двух этажей и общей высотой не более 6 *м*.

2.1.15. При отсутствии на месте строительства кирпича, бетонных и природных камней для малоэтажного строительства при технико-экономическом обосновании могут применяться грунтобетонные камни и монолитный грунтобетон, изготовляемые из грунта и цемента марки не ниже 300 в качестве вяжущего материала.

Камни из сырцовых материалов (саман, сырцовый кирпич и т. д.) допускается применять в малоэтажном строительстве зданий IV класса в районах с сухим климатом по специальным инструкциям. Долговечность наружных стен этих зданий должна обеспечиваться периодическими ремонтами.

в) Крупные блоки

Бетонные и силикатные крупные блоки

2.1.16. Крупные блоки применяются из цементного бетона на плотных и пористых заполнителях, из плотного силикатного бетона, а также из цементных и силикатных ячеистых бетонов.

2.1.17. Железобетонные плиты для ленточных фундаментов должны быть изготовлены из бетона марки не ниже 150 и удовлетворять требованиям ГОСТ 13580—68.

Крупные блоки, применяемые для стен подвалов, цоколей и фундаментов, должны отвечать требованиям ГОСТ 13579—68. Для цоколей и фундаментов применяются сплошные блоки, а для стен подвалов — сплошные или пустотелые.

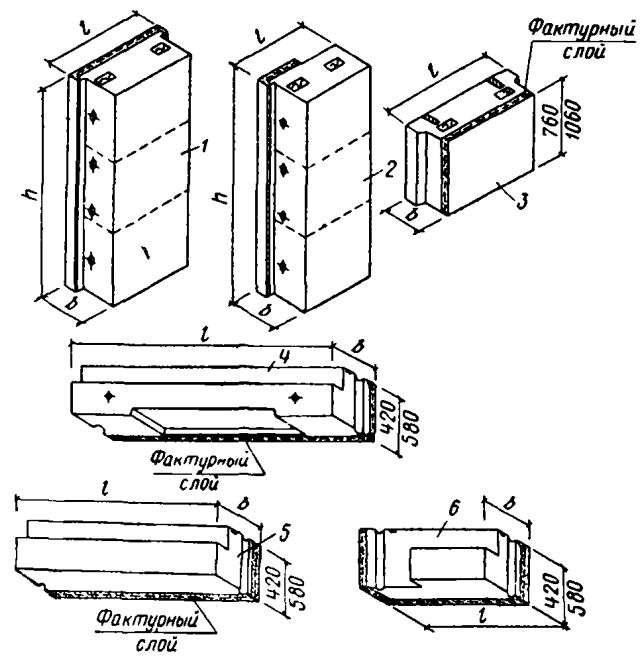


Рис. 4. Основные типы крупных блоков наружных стен для жилых зданий

1 — простеночный, рядовой; *2* — простеночный, угловой; *3* — подоконный; *4* — перемычечный; *5* — поясной рядовой; *6* — поясной угловой (пунктиром указано деление простенков на блоки при четырехрядной разрезке)

Бетон для изготовления блоков должен удовлетворять следующим требованиям:

цементный — марки не ниже 100;

тяжелый силикатный — марки не ниже 200, при объемном весе не менее 1900 *кг/м*^{3}

Морозостойкость цементного и силикатного бетона должна быть не менее Мрз 25.

В случае необходимости цокольные блоки допускается изготовлять из бетона на пористых заполнителях (кроме котельных шлаков, зол и горелых земель). В этом случае наружный слой блоков толщиной 5—10 *см* следует выполнять из тяжелого бетона объемного веса не ниже 2400 *кг/м*^{3}.

2.1.18. Основными типами крупных блоков для наружных стен жилых зданий являются простеночный, угловой, подоконный, перемычечный и поясной. Примеры типовых блоков

(серия 1.133-1 «Типовых конструкций и деталей зданий и сооружений») приведены на рис. 4.

Для стен производственных зданий применяются типовые блоки в соответствии с сериями «Типовых конструкций и деталей зданий и сооружений» (см. серию 1.433-1 «Стены промышленных зданий из легкобетонных блоков»).

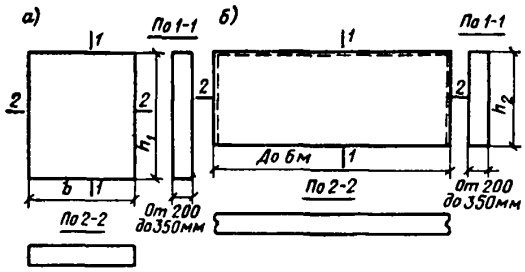


Рис. 5. Крупные блоки (панели) из ячеистых бетонов при двухблочной разрезке стен

а — простеночный; *б* — поясной

2.1.19. Толщина блоков наружных стен принимается от 30 до 60 *см*, а внутренних стен от 20 до 40 *см* с градацией 10 *см*; при соответствующем техническом обосновании, с учетом местных климатических условий и требований прочности, возможны также и другие толщины блоков с градацией 5 *см*.

2.1.20. Блоки из цементного легкого бетона для наружных стен жилых зданий высотой пять этажей и более изготавливаются из бетона марки 50 и выше, а для внутренних стен — из бетона марки 75 и выше.

2.1.21. Блоки из плотного силикатного бетона для наружных стен применяются с эффективными пустотами или с теплоизоляционными материалами.

Силикатный бетон должен иметь марку по прочности: для блоков наружных стен помещений сухих и с нормальной влажностью, а также для внутренних стен — не ниже 150 и для блоков наружных стен влажных помещений — не ниже 250.

Для уменьшения веса и расхода бетона блоки могут иметь крупные пустоты, которые могут использоваться как вентиляционные каналы.

Марки и другие показатели плотного силикатного бетона должны приниматься по «Руководству по проектированию конструкций из тяжелого силикатного бетона».

2.1.22. Крупные блоки из ячеистых бетонов изготавливаются из тех же материалов, что и камни (см. п. 2.1.13).

Марки и объемный вес ячеистого бетона крупных блоков должны удовлетворять требованиям, приведенным в табл. 3.

Наиболее часто применяются крупные блоки из ячеистых автоклавных бетонов с конструктивным армированием для наружных стен по двухблочной разрезке (рис. 5); могут применяться блоки из ячеистого бетона также при трех- и четырехрядной разрезке стен, аналогично приведенным на рис. 4.

Крупные блоки из кирпича и керамических камней

2.1.23. Крупные кирпичные блоки рекомендуется применять в строительстве зданий вместо ручной кладки при наличии необходимой производственной базы для их изготовления. При применении кирпичных блоков, изготовленных в специальных цехах, уменьшаются суммарные трудовые затраты, повышаются индустриальность и темпы строительства и упрощаются методы работ в зимних условиях

2.1.24. Для изготовления блоков могут применяться все виды кирпича: глиняный обыкновенный и пустотелый, силикатный, а также керамические пустотелые камни. Раствор, применяемый для изготовления блоков, должен иметь прочность к моменту их доставки на строительство не ниже марки 25. При опытном обосновании с учетом конкретных условий транспортирования блоков допускается снизить прочность раствора в момент доставки до марки 10.

2.1.25. Блоки могут применяться из сплошной и облегченной кладки. Блоки для простенков должны иметь на торцовых гранях четверти, а для сплошных участков наружных стен — или четверти, или пазы.

Перевязка кладки кирпичных блоков должна выполняться тычковыми рядами не реже чем через 3 ложковых ряда по высоте блока.

Кладку сплошных блоков из керамических камней со щелевидными пустотами следует производить по цепной системе перевязки. Толщина горизонтальных и вертикальных швов в кладке блоков должна быть в пределах 10—15 *мм*.

Для заполнения пустот в блоках облегченных конструкций следует применять легкий бетон марки не ниже 10 с объемным весом до 1400 *кг/м*^{3}. Засыпку для утепления крупных блоков, не связанную раствором, применять не рекомендуется.

2.1.26. Фасадные поверхности крупных

блоков следует выполнять, как правило, с расшивкой швов раствором. Внутренние поверхности блоков для наружных стен и обе лицевые поверхности блоков для внутренних стен должны иметь растворный (штукатурный) слой, если он предусмотрен проектом.

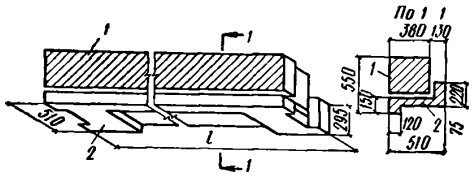


Рис. 6. Перемычечный кирпичный блок
1 — кирпичная кладка; 2 — железобетонный поддон

2.1.27. Блоки над проемами (блоки-перемычки) рекомендуется выполнять с применением железобетонных поддонов с четвертями, изготовленных из легкого бетона, на которых производится кладка из кирпича или камней (рис. 6).

Могут применяться также рядовые перемычки и железобетонные блоки-перемычки из легкого бетона. Рядовые перемычки обязательно должны иметь конструктивную арматуру в количестве не менее 0,03% от площади сечения перемычки. Если при транспортировании и монтаже возможно возникновение отрицательных моментов, то должна быть предусмотрена арматура и в зоне отрицательных моментов.

Крупные блоки из природного камня

2.1.28. Крупные блоки изготовляются из известняка, туфа, доломита и других горных пород объемного веса $\leqslant 1800$ *кг/м*^{3}. Применение блоков из более тяжелых горных пород допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании. Блоки вырезают в карьерах из пород однородных и имеющих малую трещиноватость и марку по прочности не ниже 25. Наибольшее распространение получили крупные блоки из известняков марок 25—100 и объемного веса 1500—1800 *кг/м*^{3}.

2.1.29. Крупные блоки должны удовлетворять требованиям ГОСТ 15884—70.

Размеры крупных блоков должны отвечать требованиям номенклатур, утвержденных госстроями союзных республик, в которых добываются эти блоки. Блоки выпускаются для двух-, трех- и четырехрядной разрезки стен жилых и общественных зданий и многорядной в промышленном строительстве.

2.1.30. В средней части торцовых вертикальных граней блоки должны иметь пазы, заполняемые раствором при возведении стены.

2.1.31 Рекомендуется применять также крупные блоки, изготовляемые из мелких природных камней (ГОСТ 4001—66*) или из вибрированного бутобетона из отходов, получающихся при выпиливании камней или крупных блоков, с лицевым слоем из раствора или же из камней из природного камня; при этом должно быть обеспечено надежное крепление облицовочного слоя к основному материалу блока.

2.1.32. Перемычечные блоки рекомендуется выполнять с железобетонными поддонами из легкого бетона. Перемычечные блоки могут выполняться и целиком из легкого бетона.

г) Фасадные изделия

2.1.33. Для отделки наружных поверхностей зданий выпускаются фасадные изделия керамические, бетонные и из природного камня, которые применяются в виде лицевой кладки или облицовки.

Керамические фасадные изделия

2.1.34. Для лицевой кладки могут быть использованы лицевой кирпич и лицевые керамические камни (ГОСТ 7484—69). Стандартные размеры лицевого кирпича —250×120×65 и 250×120×90 *мм*, а лицевых камней — 250×120×140 *мм* (рис. 7).

Кирпич может быть полнотелым и пустотелым пластического и полусухого прессования. Кирпич толщиной 90 *мм* должен быть пустотелым или иметь технологические пустоты для уменьшения веса кирпича до 4 *кг* или менее.

Камни изготовляют пустотелыми, пластического прессования. Форма пустот, их количество и расположение те же, что и для нелицевого пустотелого кирпича (ГОСТ 6316—55*) и пустотелых стеновых камней (ГОСТ 6328—55*), приведенных на рис. 1 и 2.

Вместо камней с поперечными щелевыми пустотами (рис. 7, *б*) рекомендуется изготавливать и применять для лицевой кладки стен кирпич или камни с продольными щелевидными пустотами (рис. 7, *в*). Применение этих камней значительно повышает прочность перевязки лицевого слоя с кладкой стены и увеличивает теплосопротивление по сравнению с камнями с поперечными пустотами.

Лицевой кирпич и лицевые керамические камни выпускаются промышленностью марок 75, 100, 125, 150, 200, 250 и 300 и морозостой-

костью Мрз 25, Мрз 35 и Мрз 50. Водопоглощение кирпичом и камнями из беложгущихся глин должно быть не более 12%, а из других глин — не более 14%.

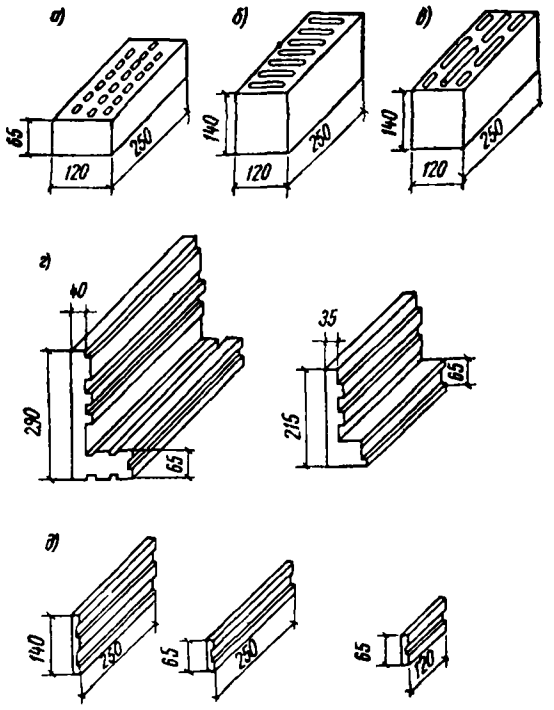


Рис. 7. Типы лицевых керамических камней, кирпича и облицовочных плит

а — лицевой пустотелый кирпич; *б* — лицевые керамические камни с поперечными пустотами; *в* — то же, с продольными пустотами; *г* — закладные керамические плиты толстостенные без пустот; *д* — прислонные керамические плиты (малогабаритные), прикрепляемые к стене на растворе

Для кладки поясков, карнизов и других архитектурных деталей могут применяться профильные лицевой кирпич и лицевые камни.

Для лицевой кладки ГОСТ 379—69 предусматривает также лицевой силикатный кирпич с более точными размерами по сравнению с рядовым кирпичом. Марки лицевого кирпича по прочности 125, 150, 200 и 250; морозостойкость Мрз 25, Мрз 35 и Мрз 50.

2.1.35. Для облицовки фасадов зданий могут применяться керамические закладные плиты (рис. 7, *г*), укладываемые одновременно с кладкой стен, и прислонные плиты, устанавливаемые на растворе после окончания кладки стен на всю их высоту (рис. 7, *д*).

Морозостойкость плит должна быть не менее Мрз 25 и водопоглощение плит из светложгущихся глин не более 12% и из других глин — 14%.

2.1.36. Облицовочные прислонные плитки полусухого прессования должны удовлетворять требованиям ГОСТ 13996—68. Их выпускают глазурованными и неглазурованными. Размеры их приведены в табл. 5.

Таблица 5

Размеры фасадных плиток полусухого прессования в *мм*

Форма плиток	Длина	Ширина	Толщина
Прямоугольные	250	140	10
	250	65	10
	215	120	10
	140	120	10
	150	75	7
	143	68	7
	120	65	7
	65	60	7
Квадратные	68	68	7

Водопоглощение плиток из светложгущихся глин должно быть не более 10% и из других глин — не более 12%. Морозостойкость не менее: Мрз 35 — для плиток, применяемых в районах строительства со среднесуточной температурой воздуха наиболее холодного месяца ниже минус 15° С и Мрз 25 — для плиток, применяемых во всех остальных районах.

Примечание. Среднесуточная температура воздуха принимается по главе СНиП II-А.6-72 «Строительная климатология и геофизика».

2.1.37. Прислонные керамические глазурованные плиты пластического прессования изготовляются по техническим условиям (ТУ 336-65 Главмоспромстройматериалы и др.).

Размеры плит 250×140; 250×120 и 140×120 *мм*. Толщина от 10 до 15 *мм*. Водопоглощение не более 14% и морозостойкость не менее Мрз 25.

Бетонные фасадные плиты

2.1.38. Для облицовки зданий могут применяться бетонные фасадные плиты. Они изготовляются плоскими, с ребрами на тыльной стороне и Г-образной формы, однослойными или двухслойными с толщиной лицевого слоя в двухслойных плитах не менее 15 *мм*.

2.1.39. Плиты выпускаются из тяжелого цементного или силикатного бетона марки не ниже 200. Бетонные плиты должны изготовляться на портландцементе, армироваться сетками из стали и отвечать требованиями ГОСТ 6927—54*.

Морозостойкость плит не должна быть ниже Мрз 35, а плит, применяемых для облицовки цоколей, — не ниже Мрз 50.

2.1.40. Размеры плит не стандартизированы и должны устанавливаться проектом с учетом технологии их изготовления и условий совместной работы кладки и облицовки.

Не рекомендуется применять бетонные плиты высотой более 600 *мм*.

2.1.41. Силикатные плиты применяются преимущественно плоские, неармированные для облицовки с прокладными рядами высотой равной трем рядам кладки стены и не более 300 *мм*.

2.1.42. Толщина защитного слоя армированных плит должна быть не менее 15 *мм* — по фасаду и 10 *мм* — с тыльной стороны.

2.1.43. Бетонные плиты высотой до 300 *мм* могут крепиться к кладке стены прокладными рядами. Толщина прокладных плит равна толщине кирпича; эти плиты должны быть заделаны в кладку на глубину 120 *мм*. При высоте плит более 300 *мм* их следует крепить к кладке металлическими анкерами.

Облицовочные плиты из природного камня

2.1.44. Облицовочные изделия следует выпиливать из горных пород месторождений, вошедших в «Баланс запасов полезных ископаемых СССР» Министерства геологии СССР, они должны удовлетворять требованиям ГОСТ 9479—69.

2.1.45. Облицовочные плиты должны отвечать требованиям ГОСТ 9480—69. Стандартом предусматривается фактура лицевых поверхностей: абразивная (полированная, лощеная, шлифованная, бороздчатая) и скалывания (рифленая, термоструйная, точечная, бороздчатая).

Размеры плит по фасаду рекомендуется назначать кратными 50 *мм*, а отношение ширины (высоты) плит к длине назначать в пределах от 1:1 до 1:5.

Морозостойкость облицовочных плит не должна быть ниже Мрз 25, и коэффициент водостойкости (размягчения) — не ниже 0,7.

2.1.46. Толщину растворного шва между плитами рекомендуется принимать в зависимости от фактуры изделий не менее: 2 *мм* — с полированной, 6 *мм*— с лощеной, шлифованной и бороздчатой фактурой и 10 *мм* — с фактурой скалывания.

Ковровые облицовочные материалы

2.1.47. Для облицовки панелей и крупных блоков могут применяться керамические или стеклянные облицовочные плитки, наклеенные лицевой поверхностью на бумажную основу и используемые при бетонировании панелей и блоков в виде ковров.

2.1.48. Плитки керамические, изготовляемые методом полусухого прессования, и ковры из них должны удовлетворять требованиям ГОСТ 16132—70. Установлены следующие размеры плиток квадратных: 46×46×4 и 21×21×4 *мм* и прямоугольных — 46×21×4 *мм*.

Примечание. Допускается применять плитки размерами: квадратные — 48×48×4 и 22×22×4 и прямоугольные — 48×22×4 *мм*, изготовляемые до износа оборудования, установленного до утверждения ГОСТ 16132—70.

Плитки могут быть глазурованные и неглазурованные с гладкой или рельефной лицевой поверхностью. На тыльной стороне предусматривают рифление или выпуклости. Водопоглощение плиток из светложгущихся глин должно быть не более 10% и из остальных глин— 12%. Морозостойкость плиток должна быть не менее Мрз 35—в районе строительства со среднемесячной температурой воздуха наиболее холодного месяца ниже — 15° С и Мрз 25— в остальных районах.

2.1.49. Плитки керамические литые глазурованные и ковры из них изготовляются по ГОСТ 18623—73. Плитки покрываются белой или цветной глазурью и обжигаются.

Водопоглощение плиток должно быть не более 17,5% и морозостойкость не менее Мрз 35—в районах строительства со среднемесячной температурой воздуха наиболее холодного месяца ниже минус 15° С и Мрз 25— в остальных районах. Шов между плитками 4 *мм*.

Для облицовки цоколей и карнизов литые плитки не допускаются.

2.1.50. Допускается также применение ковров из керамических плиток для облицовки типа «Брекчия». Для этого типа облицовки используется бой некондиционных глазурованных и неглазурованных керамических плиток, изготовляемых по ГОСТ 13996—68. Применяются плитки разной конфигурации с площадью от 1 до 30 *см*^{2}. Размеры ковров устанавливаются по согласованию с потребителем. Водопоглощение и морозостойкость плиток должны удовлетворять требованиям ГОСТ 13996—68.

2.1.51. Для облицовки панелей и крупных блоков могут применяться стеклянные плитки, изготовляемые из полуглушеной стекломассы методом прессования или проката. Размер плиток по лицевой поверхности 22,3×22,3 *мм*. Толщина 4,5 *мм*. Плитки и ковры из них должны удовлетворять требованиям ГОСТ 17057—71.

Плитки на боковых гранях должны иметь шпунты, обеспечивающие закрепление их в растворе (рис. 8). Тыльная сторона плиток

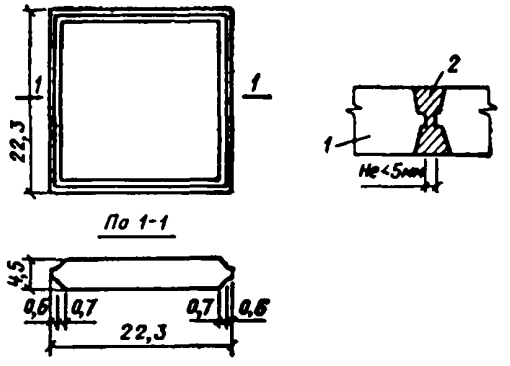


Рис. 8. Стеклянная облицовочная плитка
1 — плитка; *2* — раствор шва между плитками

может быть гладкой или с рифлением. Расстояние между внешними гранями плиток должно быть не менее 5 *мм*.

Материалы для теплоизоляции стен

2.1.52. Для теплоизоляции стен следует применять в первую очередь наиболее легкие теплоизоляционные материалы:

жесткие и полужесткие плиты из стеклянной и минеральной ваты на синтетической связке — ГОСТ 10499—67; ГОСТ 9573—72;

жесткие и полужесткие плиты из минеральной ваты на битумной связке ГОСТ 12394—66; ГОСТ 10140—71;

блоки и плиты из пористых пластмасс (пенопласты ПС-Б, ПСБ-С — ГОСТ 15588—70, ФРП и др.);

плиты и блоки из пеностекла ТУ/МПСМ 159-52;

плиты из фибролита на портландцементе ГОСТ 8928—70;

плиты и камни из ячеистых бетонов МРТУ 7-20-69 (за исключением ячеистых золобетонов);

плиты из фосфоперлита и др.

Термоизоляционные плиты из материалов, не обладающих гидрофобными свойствами, следует транспортировать и устанавливать на место упакованными в защитную (например, полиэтиленовую) пленку.

2.1.53. Для заполнения пустот облегченной кладки следует применять легкие бетоны с объемным весом не более 1400 *кг/м*^{3}. В зависимости от вида пористого заполнителя могут применяться следующие виды легких бетонов: перлитобетон, керамзитобетон, шлакопемзобетон (термозитобетон), бетон из доменных гранулированных шлаков и аглопорита, зольного гравия, котельных шлаков и легких природных заполнителей.

При применении для заполнения стен крупнопористого легкого бетона для его изготовления используются только крупные фракции заполнителя: с крупностью зерен от 5 до 20 *мм*.

2.1.54. Для засыпки пустот облегченной кладки применяются пористые минеральные материалы насыпного объемного веса не более 1000 *кг/м*^{3}.

Для уменьшения осадки заполнения рекомендуется выполнять его в виде неоседающей засыпки из жесткой смеси заполнителя и вяжущего в количестве до 100 *кг/м*^{3}.

При отсутствии легких теплоизоляционных материалов допускается производить заполнение пустот облегченной кладки сухим песком.

2.2. РАСТВОРЫ

2.2.1. Раствором для кладки называется правильно подобранная смесь неорганического вяжущего, мелкого заполнителя, воды и (в необходимых случаях) специальных добавок, с последующим ее твердением после укладки в дело.

Раствор должен обладать в свежеизготовленном состоянии подвижностью и водоудерживающей способностью, обеспечивающими возможность получения ровного шва в кладке, а в затвердевшем состоянии должен иметь необходимую прочность и плотность.

2.2.2(2.1). Растворы для каменных и армокаменных конструкций, а также материалы, применяемые для их изготовления, должны удовлетворять требованиям соответствующих государственных стандартов или технических условий.

Применяются следующие проектные марки растворов по временному сопротивлению сжатию в *кГ/см*^{2}: 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150 и 200.

Примечание. Далее вместо термина «проектная марка раствора» в целях сокращения применяется термин «марка раствора».

2.2.3(2.1). Марку раствора определяют испытанием на сжатие кубов размером 70,7××70,7×70,7 *мм* или половинок, полученных после испытания на изгиб балочек, имеющих размер 40×40×160 *мм*. Изготовление, выдерживание и методика испытания образцов установлены ГОСТ 5802—66. Временные сопротивления (пределы прочности) при сжа-

тии, определяемые испытанием кубиков или половинок балочек, принимаются одинаковыми (коэффициент перехода равен единице).

Возраст раствора, отвечающий его проектной марке, принимается:

а) для кладки и монтажных швов, как правило, 28 дней;

б) для виброкирпичных панелей и крупных блоков из кирпича или камней, подвергаемых тепловой обработке, — в соответствии с требованиями специальных указаний на изготовление этих изделий.

Условия выдерживания и сроки испытания образцов могут отличаться от установленных ГОСТом в случаях, когда контролируется прочность кладки, возраст и условия твердения которой отличаются от принятых в ГОСТе (например, кладка в раннем возрасте, зимняя кладка и др.).

2.2.4. Средний предел прочности при сжатии (временное сопротивление) в $кГ/см^2$ цементных растворов (в том числе смешанных) в различные сроки твердения (до 90 суток) при температуре +15° С в условиях нормального влажностного режима определяется по формуле:

$$R_z = R_{28}\frac{1{,}5z}{14+z} = \beta R_{28}, \qquad (1)$$

где R_z — прочность раствора в возрасте z суток;

R_{28} — прочность раствора в возрасте 28 суток;

z — время твердения раствора в сутках.

Значения $\beta = \frac{1{,}5z}{14+z}$ приведены в табл. 6.

Таблица 6

Относительная прочность растворов при температуре твердения 15° (коэффициенты β)

Возраст в сутках	3	7	14	28	60	90
Относительная прочность растворов	0,25	0,50	0,75	1	1,2	1,3

2.2.5. Если твердение цементных и смешанных растворов происходит при температуре, отличной от +15° С, величину относительной прочности этих растворов (в % от их прочности в возрасте 28 суток при температуре твердения +15° С) следует принимать по табл. 7.

2.2.6 (2.2). Растворы по объемному весу (в сухом состоянии) подразделяются на:

тяжелые — объемным весом 1500 $кг/м^3$ и более;

легкие — объемным весом менее 1500 $кг/м^3$.

Таблица 7

Относительная прочность растворов в зависимости от температуры твердения и возраста

Возраст раствора в сутках	Прочность раствора в % при температуре твердения в градусах										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
1	1	4	6	10	14	19	24	29	34	40	45
2	3	8	13	19	25	32	40	48	57	67	80
3	5	12	19	25	35	44	52	61	70	79	90
5	10	20	30	39	48	57	65	74	82	91	100
7	16	27	39	50	59	68	76	84	92	99	105
10	24	37	51	62	72	80	87	94	100	106	—
14	33	48	63	75	84	91	97	102	106	—	—
21	45	62	78	90	97	102	106	109	—	—	—
28	55	72	88	100	106	110	—	—	—	—	—

Примечания: 1. Данные табл. 7 относятся к растворам, твердеющим при относительной влажности воздуха 50—60%.

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

3. Для промежуточных значений температуры твердения и промежуточных значений возраста раствора прочность его определяется по табл. 7 и примечанию 2 интерполяцией.

Тяжелые растворы изготовляются с применением плотных, а легкие — пористых заполнителей.

2.2.7 (2.2). Для повышения пластичности и водоудерживающей способности растворов проектом должно предусматриваться введение в их состав пластифицирующих добавок (глины или извести). Применение пластифицирующих добавок других видов следует предусматривать в соответствии со специальными указаниями.

2.2.8. Растворы по виду вяжущих подразделяются на цементные, известковые и смешанные (цементно-известковые и цементно-глиняные). Растворы можно также изготовлять на местных вяжущих (известково-шлаковом, известково-пуццолановом и т. п.). Для кладки из грунтовых материалов могут применяться глиняные растворы. Растворы марок 4 и 10 изготовляются преимущественно на извести и других местных вяжущих.

2.2.9. Марки растворов для каменных кладок, выполняемых в летних условиях, назначаются с учетом минимальных марок, установленных исходя из требований долговечности конструкций (см. п. 2.1.3). Для каменной кладки наружных стен зданий марки растворов должны быть не ниже приведенных в табл. 8. При защите стен влажных и мокрых помещений с внутренней стороны пароизоляционным

Таблица 8

Требуемые минимальные марки растворов для каменной кладки наружных стен

Ограждение зданий	Растворы	Степень долговечности зданий		
		1	2	3
Наружные стены зданий с помещениями сухими и с нормальной влажностью (при относительной влажности до 60%)	Цементно-известковые	10	10	4
	Цементно-глиняные	10	10	4
	Известковые	—	4	4
Наружные стены зданий с влажными помещениями (при относительной влажности 61—75%)	Цементно-известковые	25	25	10
	Цементно-глиняные	25	25	25
Наружные стены зданий с мокрыми помещениями (при относительной влажности более 75%), а также открытые водонасыщаемые конструкции	Цементно-известковые	50	25	10
	Цементно-глиняные	50	50	25

Таблица 9

Требуемые минимальные марки растворов для подземной кладки и кладки цоколей ниже гидроизоляционного слоя

Влажностные характеристики грунтов	Растворы	Степени долговечности зданий		
		1	2	3
Маловлажный (при заполнении водой не более 50% всего объема пор)	Цементно-известковые	25	10	10
	Цементно-глиняные	25	10	10
	Известковые	—	—	4
Очень влажный (при заполнении водой от 50 до 80% всего объема пор)	Цементно-известковые	50	25	10
	Цементно-глиняные	50	25	10
	Цементные	50	50	25
Насыщенный водой (при заполнении водой более 80% всего объема пор)	Цементно-известковые	—	—	25
	Цементно-глиняные	—	—	25

или гидроизоляционным слоем, а также при наружной облицовке стен зданий с относительной влажностью воздуха помещений 60% и менее морозостойкими плитами толщиной 35 *мм* и более требуемые минимальные марки растворов по табл. 8 могут быть снижены на одну ступень, но должны быть не ниже минимальных, установленных в табл. 8 для зданий III степени долговечности.

2.2.10. Для подземной каменной кладки и кладки цоколей ниже гидроизоляционного слоя марки растворов должны быть не ниже приведенных в табл. 9. При защите фундаментов от увлажнения гидроизоляцией и при облицовке цоколей морозостойкими плитами толщиной 35 *мм* и более требуемые минимальные марки растворов по табл. 9 могут быть снижены на одну ступень, но должны быть не ниже минимальных марок, установленных в табл. 9 для зданий III степени долговечности.

2.2.11. В проекте должны быть приведены марки и объемный вес растворов. Выбор вяжущих и составов раствора производится, как правило, строительными организациями в зависимости от местных условий и области применения раствора, согласно «Указаниям по приготовлению и применению строительных растворов» СН 290-64. В проекте также должны быть указаны вяжущие для конструкций, находящихся в специальных условиях эксплуатации (например, в помещениях с высокой эксплуатационной влажностью), или же соответствующие условиям возведения зданий. При этом следует руководствоваться требованиями, приведенными в приложении 4.

3. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ НЕАРМИРОВАННОЙ И АРМИРОВАННОЙ КЛАДКИ

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

3.1. Предел прочности (временное сопротивление) кладки при сжатии зависит от прочности кирпича (камня) и раствора, качества кладки (равномерной толщины и плотности горизонтальных швов), удобоукладываемости, плотности и условий твердения раствора и других факторов. Исходной характеристикой при определении расчетных сопротивлений кладки является ее средний, наиболее вероятный (ожидаемый) предел прочности при заданных физико-механических характеристиках камня и раствора и при качестве кладки, соответствующем практике нашего массового строительства. Ожидаемые пределы прочности кладки установлены согласно средним значениям, полученным при статистической обработке результатов испытаний большого количества образцов кладки, имеющих размеры сторон 38 или 51 *см* и высоту 110—120 *см*.

3.2. Предел прочности кладки при растяжении зависит от сцепления раствора с камнем и

прочности раствора и камня при растяжении. Сцепление зависит от качества кладки, чистоты поверхности камня, подвижности и удобоукладываемости раствора, температуры воздуха, при которой выполняется кладка, от условий твердения раствора и др. Средние (ожидаемые) пределы прочности кладки при растяжении установлены на основании массовых испытаний.

Вероятность значительных колебаний в прочности сцепления учитывается при проектировании каменных конструкций (пп. 4.4—4.7).

3.3. Принятое в главе СНиП II-А.10-71 понятие нормативного сопротивления материалов, связанное с контрольной или браковочной их характеристикой, устанавливаемой государственными стандартами на материалы, не применяется к кладке, так как она не является материалом и ее прочность не контролируется испытаниями и не установлена стандартами.

Расчетное сопротивление определяется делением среднего (ожидаемого) предела прочности кладки на коэффициенты безопасности, учитывающие как статистические, так и другие факторы, которые могут вызвать неблагоприятные отклонения пределов прочности кладки от ее наиболее вероятных значений.

3.4. Коэффициенты безопасности принимаются при сжатии всех видов кладки, кроме вибрированной, равными 2 и вибрированной кладки — 2,5. При растяжении коэффициент безопасности для всех видов кладки принимается равным 2,25.

В главе СНиП II-В.2-71 и в настоящем руководстве приведены расчетные сопротивления кладки; средние (ожидаемые) пределы прочности кладки могут быть определены в случае необходимости (см. п. 3.15) умножением расчетных сопротивлений на указанные выше коэффициенты безопасности.

Примечание. Коэффициенты, приведенные в примечаниях 2 к табл. 12 и к табл. 13, являются коэффициентами условий работы и не характеризуют прочности кладки, определяемой кратковременными испытаниями; эти коэффициенты не следует учитывать при вычислении пределов прочности кладки по величине расчетных сопротивлений.

При определении пределов прочности бутовой кладки не следует учитывать также повышение расчетного сопротивления по указаниям примечания 3 к табл. 16.

Расчетные сопротивления

3.5 (3.1). Расчетные сопротивления кладки следует принимать по табл. 10—20 (2—12).

Расчетные сопротивления кладки при промежуточных размерах высоты ряда от 150 до

Таблица 10 (2)

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

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления R в *кГ/см²*									
	при марке раствора								при прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	2 *кг/см²*	нулевой
300	39	36	33	30	28	25	22	18	17	15
250	36	33	30	28	25	22	19	16	15	13
200	32	30	27	25	22	18	16	14	13	10
150	26	24	22	20	18	15	13	12	10	8
125	—	22	20	19	17	14	12	11	9	7
100	—	20	18	17	15	13	10	9	8	6
75	—	—	15	14	13	11	9	7	6	5
50	—	—	—	11	10	9	7	6	5	3,5
35	—	—		9	8	7	6	4,5	4	2,5

Примечания: 1. Расчетные сопротивления кладки сжатию следует уменьшать, применяя коэффициенты: при применении жестких цементных растворов (без добавок глины или извести), легких растворов и известковых растворов в возрасте до 3 месяцев — 0,85; цементных растворов без извести или глины с органическими пластификаторами — 0,9.

2. Расчетные сопротивления кладки из керамических камней с пустотами шириной более 12 *мм* принимаются по экспериментальным данным.

Таблица 11 (3)

Расчетные сопротивления R сжатию кладки из крупных бетонных сплошных блоков и блоков из природного камня пиленых или чистой тески при высоте ряда кладки 500—1000 *мм*

Марка бетона или камня	Расчетные сопротивления R в *кГ/см²*			
	при марке раствора			при нулевой прочности раствора
	50 и выше	25	10	
1000	165	158	145	113
800	138	133	123	94
600	114	109	99	73
500	98	93	87	63
400	82	77	74	53
300	65	62	57	44
250	57	54	49	38
200	47	43	40	30
150	39	37	34	24
100	27	26	24	17
75	21	20	18	13
50	15	14	12	8,5
35	11	10	9	6
25	7,5	7	6,5	4

Примечание. Расчетные сопротивления кладки из крупных блоков высотой более 1000 *мм* принимаются по табл. 11 с коэффициентом 1,1.

Таблица 12 (4)

Расчетные сопротивления $R_в$ сжатию виброкирпичной кладки на тяжелых растворах

Марка кирпича	Расчетные сопротивления $R_в$ в *кГ/см²* при марке раствора			
	200	150	100	75
300	56	53	48	45
250	52	49	44	41
200	48	45	40	36
150	40	37	33	31
125	36	33	30	29
100	31	29	27	26
75	—	25	23	22

Примечания: 1. Расчетные сопротивления сжатию виброкирпичной кладки толщиной 25 *см* и более следует принимать по табл 12 с коэффициентом 0,85.

2. Расчетные сопротивления, приведенные в табл. 12, относятся к участкам кладки шириной не менее 40 *см*. Для самонесущих и ненесущих стен допускается применять панели с простенками шириной менее 40 *см*, но не менее 32 *см*; при этом расчетные сопротивления кладки следует принимать с коэффициентом 0,8.

3. Технология изготовления вибрированной кладки определяется специальными указаниями.

4. При освоении заводами производства виброкирпичных панелей или блоков является обязательной проверка испытаниями опытных образцов этих изделий, изготовленных на заводе. Панели или блоки испытываются в натуральную величину по программе, разработанной проектной организацией. Испытания должны подтвердить соответствие прочности изделий требованиям проекта и главы СНиП II-В 2-71.

Таблица 13 (5)

Расчетные сопротивления R сжатию кладки из сплошных бетонных камней и природных камней пиленых или чистой тески при высоте ряда кладки 200—300 *мм*

Марка камня	Расчетные сопротивления R в *кГ/см²* при марке раствора								при прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	10	4	2 *кГ/см²*	нулевой
1000	130	125	120	115	110	105	95	85	83	80
800	110	105	100	95	90	85	80	70	68	65
600	90	85	80	78	75	70	60	55	53	50
500	78	73	69	67	64	60	53	48	46	43
400	65	60	58	55	53	50	45	40	38	35
300	58	49	47	45	43	40	37	33	31	28
200	40	38	36	35	33	30	28	25	23	20
150	33	31	29	28	26	24	22	20	18	15
100	25	25	23	22	20	18	17	15	13	10
75	—	—	19	18	17	15	14	12	11	8
50	—	—	15	14	13	12	10	9	8	6
35	—	—	—	—	10	9,5	8,5	7	6	4,5
25	—	—	—	—	8	7,5	6,5	5,5	5	3,5

Примечания: 1 Расчетные сопротивления кладки из шлакобетонных камней, изготовленных с применением шлаков от сжигания бурых и смешанных углей, следует принимать по табл 13 с коэффициентом 0,8.

2. Гипсобетонные камни допускается применять только для стен III степени надежности; при этом расчетные сопротивления этой кладки следует принимать по табл. 13 с коэффициентами:

для кладки наружных стен в зонах с сухим климатом — 0,7; то же, в прочих зонах — 0,5;

для кладки внутренних стен — 0,8.

Продолжение табл. 13(5)

Климатические зоны принимаются по главе СНиП «Строительная теплотехника. Нормы проектирования».

Таблица 14 (6)

Расчетные сопротивления R сжатию кладки из пустотелых бетонных камней при высоте ряда 200—300 *мм*

Марка камня	Расчетные сопротивления R в *кГ/см²* при марке раствора						при прочности раствора	
	100	75	50	25	10	4	2 *кГ/см²*	нулевой
100	20	18	17	16	14	13	11	9
75	16	15	14	13	11	10	9	7
50	12	11,5	11	10	9	8	7	5
35	—	10	9	8	7	6	5,5	4
25	—	—	7	6,5	5,5	5	4,5	3

Примечания: 1. Расчетные сопротивления кладки из шлакобетонных камней, изготовленных с применением шлаков от сжигания бурых и смешанных углей, а также кладки из гипсобетонных камней следует снижать согласно примечаниям 1 и 2 к табл. 13

2. Приведенные в табл. 14 расчетные сопротивления относятся к кладкам, выполненным из бетонных камней с щелевыми пустотами (ГОСТ 6133—52), показанных на рис. 3, *в, г*. Расчетные сопротивления кладки из пустотелых камней с крупными пустотами (рис. 3, *а, б*) принимаются на 10% меньше указанных в табл. 14. Для кладок из других видов камней расчетные сопротивления должны назначаться на основании соответствующих испытаний.

200 мм должны определяться как среднее арифметическое значений, принятых по табл. 10 и 13, а кладки из бетонных и природных камней при высоте ряда от 300 до 500 *мм* — по интерполяции между значениями, принятыми по табл. 11 (3) и 13 (5).

3.6 (3.2). Расчетные сопротивления, указанные в табл. 10—20 (2—12), следует умножать на учитываемые независимо друг от друга коэффициенты $m_к$ и $m_к$ при проверке прочности кладки:

а) столбов и простенков площадью сечения 0,3 *м²* и менее — на $m_к = 0{,}8$;

б) элементов круглого сечения, выполняемых из обыкновенного (не лекального) кирпича, не армированных сетчатой арматурой, — на $m_к = 0{,}6$;

в) кладки на сжатие при нагрузках, которые будут приложены после длительного периода твердения раствора (более года), — на $m_к = 1{,}1$;

г) кладки из силикатного кирпича на растворах с добавками поташа — на $m_к = 0{,}85$;

д) зимней кладки, выполняемой способом замораживания, — на $m'_к$, принимаемый по табл. 73.

Примечание. При расчете в стадии оттаивания зимней кладки из силикатного кирпича на растворах с добавками поташа коэффициент $m_к = 0{,}85$ вводить не следует.

3.7 (3.3). Расчетные сопротивления кладки из крупных пустотелых бетонных блоков различных типов устанавливаются по экспериментальным данным. При отсутствии таких данных расчетные сопротивления следует принимать по табл. 11 с коэффициентом:

при проценте пустотности $\leqslant 5\%$ — 0,9;
» » » 25% — 0,5;
» » » $\geqslant 45\%$ — 0,25,

где процент пустотности определяется по горизонтальному сечению.

Для промежуточных значений процента пустотности указанные коэффициенты допускается определять интерполяцией.

3.8 (3.4). Расчетные сопротивления, приведенные в табл. 11 и 13, следует принимать с коэффициентами:

для кладки из крупных блоков и камней, изготовленных из автоклавных ячеистых золобетонов, безавтоклавных ячеистых бетонов всех видов и крупнопористых бетонов, — 0,8;

для кладки из крупных блоков и камней, изготовленных из автоклавных ячеистых бетонов (кроме золобетонов), а также из силикатных бетонов марок по прочности выше 300, — 0,9;

для кладки из крупных блоков и камней, изготовленных из тяжелых бетонов и природного камня ($\gamma_{об} \geqslant 1800$ *кг/м*^{3}), — 1,1.

3.9 (3.5). Расчетные сопротивления кладки из природного камня в зависимости от чистоты тески постелей следует принимать по табл. 11, 13 и 15 с умножением величин расчетных сопротивлений на следующие коэффициенты:

для кладки из камней получистой тески (выступы до 10 *мм*) — 0,8;

для кладки из камней грубой тески (выступы до 20 *мм*) — 0,7;

для кладки из камней грубоколотых (под скобу) и из бута плитняка — 0,6.

3.10 (3.6). Расчетные сопротивления кладки из сырцового кирпича и грунтовых камней следует принимать по табл. 15 с коэффициентами:

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

то же, в прочих зонах — 0,5;

для кладки внутренних стен — 0,8.

Сырцовый кирпич и грунтовые камни разрешается применять только для стен III степени надежности.

3.11 (3.7). Расчетные сопротивления сжатию кладки из природных камней допускается уточнять по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденным госстроями союзных республик.

Таблица 15 (7)

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

Вид кладки	Марка камня	Расчетные сопротивления R в *кГ/см*^{2} при марке раствора 25	10	4	при прочности раствора 2 *кГ/см*^{2}	нулевой
1. Из природных камней при высоте ряда до 150 *мм*	25	6,0	4,5	3,5	3,0	2,0
	15	4,0	3,5	2,5	2,0	1,3
	10	3,0	2,5	2,0	1,8	1,0
	7	2,5	2,0	1,8	1,5	0,7
2. Из природных камней при высоте ряда 200—300 *мм*	25	7,5	6,5	5,5	5,0	3,5
	15	5,0	4,5	3,8	3,5	2,5
	10	3,8	3,3	2,8	2,5	2,0
	7	2,8	2,5	2,3	2,0	1,2
	4	—	1,5	1,4	1,2	0,8

Таблица 16 (8)

Расчетные сопротивления R сжатию бутовой кладки из рваного бута

Марка камня	Расчетные сопротивления R в *кГ/см*^{2} при марке раствора 100	75	50	25	10	4	при прочности раствора 2 *кГ/см*^{2}	нулевой
1000	25	22	18	12	8	5	4	3,3
800	22,0	20,0	16,0	10,0	7,0	4,5	3,3	2,8
600	20,0	17,0	14,0	9,0	6,5	4,0	3,0	2,0
500	18,0	15,0	13,0	8,5	6,0	3,8	2,7	1,8
400	15,0	13,0	11,0	8,0	5,5	3,3	2,3	1,5
300	13,0	11,5	9,5	7,0	5,0	3,0	2,0	1,2
200	11,0	10,0	8,0	6,0	4,5	2,8	1,8	0,8
150	9,0	8,0	7,0	5,5	4,0	2,5	1,7	0,7
100	7,5	7,0	6,0	5,0	3,5	2,3	1,5	0,5
50	—	—	4,5	3,5	2,5	2,0	1,3	0,3
35	—	—	3,6	2,9	2,2	1,8	1,2	0,2
25	—	—	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	0,2

Примечания: 1. Приведенные в табл. 16 расчетные сопротивления кладки при марках раствора 4 и более даны для бутовой кладки в возрасте 3 месяцев и отнесены к марке раствора в возрасте 28 дней. Для кладки в возрасте 28 дней и менее расчетные сопротивления, приведенные в табл. 16 для раствора марок 4 и более, следует принимать с коэффициентом 0,8; при этом марка раствора принимается соответствующей его прочности в требуемые сроки.

2. Для кладки из постелистого бутового камня расчетные сопротивления, принятые по табл. 16, следует повышать умножением на коэффициент 1,5, а при особо тщательной кладке из отборного постелистого камня с приколом камней — на коэффициент 2,0.

3. Расчетное сопротивление бутовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, допускается повышать:

Продолжение табл. 16(8)

при кладке с последующей засыпкой пазух котлована грунтом — на 1 *кГ/см²*;

при кладке в траншеях «в распор» с нетронутым грунтом, а также после длительного уплотнения засыпанного в пазухах грунта (при надстройках) — на 2 *кГ/см²*.

Это увеличение расчетного сопротивления бутовой кладки не распространяется на зимнюю бутовую кладку, выполняемую методом замораживания на растворах с химическими добавками.

Таблица 17 (9)

Расчетные сопротивления R сжатию бутобетона (невибрированного)

Вид бутобетона	Расчетные сопротивления R в *кГ/см²* при марке бетона					
	200	150	100	75	50	35
С рваным бутовым камнем марки:						
200 и выше . . .	40	35	30	25	20	17
100	—	—	—	22	18	15
50 и с кирпичным боем	—	—	—	20	17	13

Примечания: 1. При вибрировании бутобетона расчетные сопротивления сжатию следует принимать с коэффициентом 1,15.

2. При бетоне марки 200 и выше марка камня для бутобетонной кладки должна быть не ниже 300.

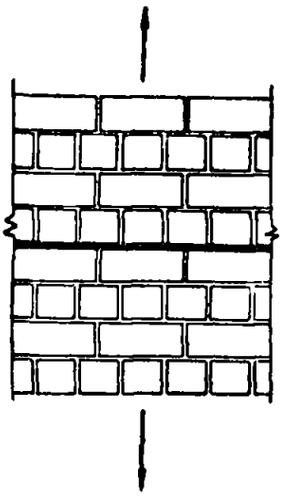


Рис. 9. Растяжение кладки по неперевязанному сечению

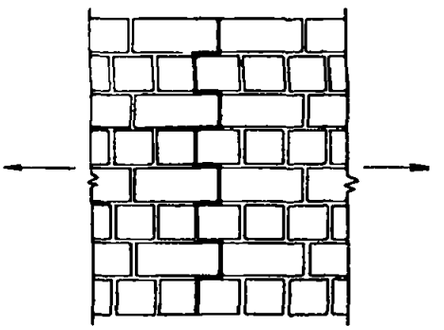


Рис 10. Растяжение кладки по перевязанному сечению

3.12. Расчетное сопротивление кладки из кирпича и пустотелых керамических камней при расчете каменных конструкций на выносливость, а также по образованию трещин при многократно повторяющихся нагрузках вычисляется путем умножения соответствующих расчетных сопротивлений кладки, определенных по табл. 10, 18 и 19, на коэффициент $k_{\rho кл}$, принимаемый по табл. 21 в зависимости от коэффициента асимметрии:

$$\rho_{кл} = \frac{\sigma_{кл.мин}}{\sigma_{кл.макс}},$$

где $\sigma_{кл.мин}$ и $\sigma_{кл.макс}$ — соответственно наи-

Таблица 18 (10)

Расчетные сопротивления кладки из кирпича и сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению $R_р$, растяжению при изгибе $R_{р.и}$, срезу $R_{ср}$ и главным растягивающим напряжениям при изгибе $R_{гл}$ при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным и вертикальным швам

Вид напряженного состояния	Обозначение	Расчетные сопротивления R в *кГ/см²* при марке раствора				
		50 и выше	25	10	4	при прочности раствора 2 *кг/см²*
А. Осевое растяжение	$R_р$					
1. По неперевязанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление, рис. 9) . . .		0,8	0,5	0,3	0,1	0,05
2. По перевязанному сечению (рис. 10):						
а) для кладки из камней правильной формы . .		1,6	1,1	0,5	0,2	0,1
б) для бутовой кладки		1,2	0,8	0,4	0,2	0,1
Б. Растяжение при изгибе	$R_{р.н}$ ($R_{гл}$)					
3. По неперевязанному сечению для кладки всех видов и по косой штрабе (главные растягивающие напряжения при изгибе)		1,2	0,8	0,4	0,2	0,1
4. По перевязанному сечению (рис. 11):						
а) для кладки из камней правильной формы . .		2,5	1,6	0,8	0,4	0,2
б) для бутовой кладки		1,8	1,2	0,6	0,3	0,15
В. Срез	$R_{ср}$					
5. По неперевязанному сечению для кладки всех видов (касательное сцепление)		1,6	1,1	0,5	0,2	0,1
6. По перевязанному сечению для бутовой кладки		2,4	1,6	0,8	0,4	0,2

Примечания: 1. Расчетные сопротивления отнесены ко всему сечению разрыва или среза кладки, перпендикулярному или параллельному (при срезе) направлению усилия.

2. Расчетные сопротивления кладки, приведенные в табл. 18, следует принимать с коэффициентами:

для вибрированной кирпичной кладки из глиняного кирпича пластического прессования, а также для обычной кладки из дырчатого и щелевого кирпича и пустотелых бетонных камней — 1,25;

для невибрированной кирпичной кладки на жестких цементных растворах без добавки глины или извести — 0,75;

для кладки из обычного силикатного кирпича — 0,7, а из силикатного кирпича, изготовленного с применением мелких (барханных) песков, — по экспериментальным данным.

Продолжение таблицы 18 (10)

При расчете по раскрытию трещин по формуле (126) расчетные сопротивления растяжению при изгибе $R_{р.и}$ для кладки из всех видов кирпича и камней следует принимать без учета коэффициентов, приведенных выше

3. При отношении глубины перевязки кирпича (камня) правильной формы к высоте ряда кладки менее единицы расчетные сопротивления кладки осевому растяжению и растяжению при изгибе по перевязанным сечениям принимаются равными величинам, указанным в табл. 18, умноженным на значение отношения глубины перевязки к высоте ряда.

Таблица 19 (11)

Расчетные сопротивления кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению $R_р$, растяжению при изгибе $R_{р\,и}$, срезу $R_{ср}$ и главным растягивающим напряжениям при изгибе $R_{гл}$ при расчете кладки по перевязанному сечению, проходящему по кирпичу или камню

Вид напряженного состояния	Обозначение	Расчетные сопротивления в кГ/см² при марке камня								
		200	150	100	75	50	35	25	15	10
1. Осевое растяжение . . .	$R_р$	2,5	2,0	1,8	1,3	1,0	0,8	0,6	0,5	0,3
2. Растяжение при изгибе и главные растягивающие напряжения . . .	$R_{р.и}$ / $R_{гл}$	4,0	3,0	2,5	2,0	1,6	1,2	1,0	0,7	0,5
3. Срез . .	$R_{ср}$	10,0	8,0	6,5	5,5	4,0	3,0	2,0	1,4	0,9

Примечания: 1. Расчетные сопротивления осевому растяжению $R_р$, растяжению при изгибе $R_{р.и}$ и главным растягивающим напряжением $R_{гл}$ отнесены ко всему сечению разрыва кладки.

2. Расчетные сопротивления срезу по перевязанному сечению $R_{ср}$ отнесены только к площади сечения кирпича или камня (площади сечения нетто) за вычетом площади сечения вертикальных швов.

Таблица 20 (12)

Расчетные сопротивления бутобетона осевому растяжению $R_р$, главным растягивающим напряжениям $R_{гл}$ и растяжению при изгибе $R_{р\,и}$

Вид напряженного состояния	Обозначение	Расчетные сопротивления в кГ/см² при марке бетона					
		200	150	100	75	50	35
1. Осевое растяжение и главные растягивающие напряжения	$R_р$ / $R_{гл}$	2,0	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0
2. Растяжение при изгибе . . .	$R_{р.и}$	2,7	2,5	2,3	2,0	1,8	1,6

Таблица 21

Коэффициенты $k_{ρ\,кл}$ для определения расчетных сопротивлений кладки из кирпича и пустотелых керамических камней при расчете на выносливость и по образованию трещин при многократно повторяющихся нагрузках

$ρ_{кл} \leqslant$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$k_{ρкл}$	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,9

Примечание. Коэффициенты $k_{ρ\,кл}$ даны для кладки *в 28-дневном возрасте.*

Таблица 22 (13)

Расчетные сопротивления арматуры $R_а$ в армированной кладке

Вид армирования конструкций	Расчетные сопротивления $R_а$ в кГ/см²			
	стали класса А-I	стали класса А-II	обыкновенной арматурной проволоки класса В-I диаметром в мм	
			до 5,5	6 и более
1. Сетчатая арматура	1500	—	2000	1800
2. Продольная арматура в кладке и комплексных конструкциях:				
а) продольная арматура	1900	2400	3100	2500
б) отогнутая арматура и хомуты .	1700	2150	2200	1750
3. Для конструкций, усиленных обоймами:				
а) поперечная арматура	1500	1900	2000	1800
б) продольная арматура без непосредственной передачи нагрузки на обойму . . .	430	550	—	—
в) то же, при передаче нагрузки на обойму с одной стороны	1300	1600	—	—
г) то же, при передаче нагрузки с двух сторон . .	1900	2400	—	—
4. Анкеры и связи в кладке:				
а) на растворе марки 25 и выше .	1900	2400	3100	2500
б) на растворе марки 10—4 . . .	1050	1350	2200	1800

Примечание. Расчетные сопротивления других видов арматурной стали следует принимать не выше чем для стали класса А-II или соответственно обыкновенной арматурной проволоки.

меньшее и наибольшее значения напряжений в кладке, возникающих от нормативных статических и повторяющихся нагрузок.

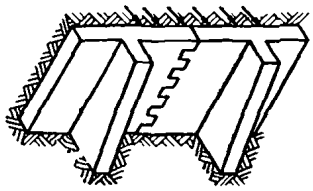


Рис. 11. Растяжение кладки при изгибе по перевязанному сечению

3.13 (3.8). Расчетные сопротивления арматуры, анкеров и связей следует принимать по табл. 22.

При расчете зимней кладки, выполненной методом замораживания, расчетные сопротивления арматуры и связей следует принимать с дополнительными коэффициентами m_a, приведенными в табл. 73.

Объемный вес кладки

3.14. Нормативный объемный вес кладки может приниматься при расчете на прочность по табл. 23. При расчете должен учитываться также собственный вес штукатурок, который принимается при сухой штукатурке 15 *кг/м²*. В случае применения в виде исключения мокрой штукатурки ее толщина, при отсутствии специальных данных, принимается равной 2 *см*; нормативный объемный вес штукатурки из цементного или смешанного раствора 1800 *кг/м³*, а из известкового раствора 1600 *кг/м³*.

Примечания: 1. Нормативный объемный вес кладки назначен с учетом возможного его изменения в пределах ±10%, что учитывается коэффициентами перегрузки. Поэтому нормативный объемный вес, принимаемый при расчете на прочность может отличаться от объемного веса принимаемого при теплотехнических расчетах.

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

Деформации при кратковременной и длительной нагрузке
Деформации усадки.
Коэффициенты линейного температурного расширения.
Коэффициенты трения

3.15 (3.9). Модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки E_0 должен приниматься равным:

для неармированной кладки

$$E_0 = \alpha \bar{R}; \qquad (2)\ (1)$$

для армированной кладки

$$E_0 = \alpha_a \bar{R}_{а.к.} \qquad (3)\ (2)$$

В формулах (2) и (3):

Таблица 23

Нормативный объемный вес кладок различных типов, принимаемый при расчете каменных конструкций на прочность

Вид кладки	Объем в % от объема кладки		Нормативный объемный вес в кг/м³
	камня	швов	
1. Сплошная из полнотелого кирпича	76	24	1800
2. Из пустотелого, пористо-дырчатого или пористого кирпича при объемном весе кирпича в кг/м³:			
1450	76	24	1550
1300	76	24	1400
3. Из пустотелых керамических камней при высоте камня 13,8 см при объемном весе камня в кг/м³:			
1450	83	17	1500
1300	83	17	1380
4. Из легкобетонных камней с щелевидными пустотами (пустотность камня 26%) при объемном весе бетона в кг/м³:			
1400	89	11	1100
1600	89	11	1230
5. Из легкобетонных трехпустотных камней, со сквозными пустотами с засыпкой шлаком, керамзитом и т. п. (пустотность камня 35%, объемный вес засыпки 1000 кг/м³) при объемном весе бетона в кг/м³:			
1400	89	11	1300
1600	89	11	1420
6. Бутовая из известняка при объемном весе известняка 2200—2500 кг/м³	60—65	40—35	2100
7. Из крупных блоков из тяжелого бетона . .	—	—	2400
8. Из крупных блоков из легкого или ячеистого бетона	Принимается равным объемному весу бетона		

Примечание. В табл. 23 указан объемный вес кладок, выполненных на тяжелых растворах, имеющих объемный вес 1800 *кг/м³*.

α и α_a — упругие характеристики кладки, принимаемые по пп. 3.17 и 3.18;

$\bar{R}$ — средний предел прочности (временное сопротивление) сжатию кладки, определяемый по формуле

$$\bar{R} = kR, \qquad (4)\ (3)$$

Таблица 24 (14)

Коэффициенты k

Вид кладки	Коэффициент k
1. Из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков, рваного бута и бутобетона	2,0
2. Вибрированная кирпичная . . .	2,5

где k — коэффициент, принимаемый по табл. 24;

R — расчетные сопротивления кладки, принимаемые по табл. 10—17 с учетом коэффициентов, приведенных в примечаниях к этим таблицам *, а также пп. 3.7—3.10;

$\bar{R}_{а.к}$ — средний предел прочности (временное сопротивление) сжатию армированной кладки из кирпича или керамических камней, определяемый по формулам:

для кладки с сетчатой арматурой

$$\bar{R}_{а.к} = kR + \frac{2R'_а p}{100}; \qquad (5)\ (4)$$

для кладки с продольной арматурой

$$\bar{R}_{а.к} = kR + \frac{R'_а p}{100}; \qquad (6)\ (5)$$

p — процент армирования кладки, определяемый по формулам:

для кладки с сетчатой арматурой

$$p = \frac{V_а}{V_к} 100, \qquad (7)$$

где $V_а$ и $V_к$ — соответственно объемы арматуры и кладки;

для кладки с продольной арматурой

$$p = \frac{F_а}{F_к} 100, \qquad (8)$$

где $F_а$ и $F_к$ — соответственно площади сечения арматуры и кладки.

Напряжения в арматуре $R'_а$ в формулах (5) и (6) следует принимать:

для стали класса А-I $R'_а = 2400$ *кГ/см*^{2};

для стали класса А-II $R'_а = 3000$ *кГ/см*^{2};

для обыкновенной арматурной проволоки $R'_а = 3500$ *кГ/см*^{2}.

* За исключением коэффициентов, указанных в примечании к п. 3.4.

3.16. Модуль деформаций кладки E должен приниматься:

а) при расчете конструкций по предельному состоянию прочности кладки (для определения усилий в кладке, рассматриваемой в предельном состоянии сжатия, при условии, что деформации кладки определяются или ограничиваются совместной работой с элементами конструкций из других материалов, например: для определения усилий в затяжках сводов, усилий, вызываемых температурными деформациями при исследовании распределения напряжений в сжатой кладке над рандбалками или под распределительными поясами и т. п.) по формуле

$$E' = 0{,}5\,E_0; \qquad (9)$$

б) *при определении деформаций кладки от* продольных или поперечных сил, усилий в статически неопределимых рамных системах, в которых элементы конструкций из кладки работают совместно с элементами из других материалов, периода колебаний каменных конструкций, жесткости конструкций и т. п. по формуле

$$E = 0{,}8\,E_0; \qquad (10)$$

где E_0 — модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки, принимаемый по формулам (2) и (3).

3.17 (3.10). Значения упругой характеристики α для неармированной кладки следует принимать по табл. 25.

3.18 (3.11). Значения упругой характеристики для армированной кладки $\alpha_а$ следует принимать:

а) при сетчатой арматуре по формуле

$$\alpha_а = \alpha \frac{\bar{R}}{\bar{R}_{а.к}}; \qquad (11)$$

б) при продольном армировании — как для неармированной кладки по табл. 25.

Значения среднего предела прочности неармированной кладки $\bar{R}$ и кладки, армированной сетками, $\bar{R}_{а.к}$ следует определять по формулам (4) и (5).

3.19. Модуль сдвига кладки принимается равным $G = 0{,}4\,E_0$, где E_0 — начальный модуль упругости при сжатии.

3.20. Модули упругости и деформации кладки из природных камней разрешается принимать иными, чем приведенные в пп. 3.15—3.17 по специальным указаниям, составленным на основе результатов экспериментальных исследований и утвержденных госстроями союзных республик.

Таблица 25 (15)

Упругая характеристика α

Вид кладки	Упругая характеристика α				
	при марках раствора			при прочности раствора	
	200—25	10	4	2 кГ/см²	нулевой
1. Из крупных блоков, изготовленных из тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и тяжелого природного камня ($\gamma_{об} \geqslant 1800$ кг/м³) . . .	1500	1000	750	750	500
2. Из тяжелых природных и цементных бетонных камней и бута . .	1500	1000	750	500	350
3. Из крупных блоков, изготовленных из легкого, силикатного, автоклавного ячеистого бетона, крупнопористого бетона на легких заполнителях и из легкого природного камня	750	750	500	500	350
4. Из крупных блоков, изготовленных из безавтоклавных ячеистых золобетонов	500	500	350	350	350
5. Из керамических камней, а также из кирпича глиняного пластического прессования обыкновенного и пустотелого, легкобетонных камней и легких природных камней	1000	750	500	350	200
6. Из кирпича силикатного	750	500	350	350	200
7. Из кирпича глиняного полусухого прессования обыкновенного и пустотелого	500	500	350	350	200

Примечания: 1. При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью $\frac{l_0}{r} \leqslant 28$ или отношением $\frac{l_0}{h} \leqslant 8$ (см. п. 4. 12) допускается принимать величины упругой характеристики α кладки из кирпича всех видов, как из кирпича пластического прессования.

2. Приведенные в табл. 25 (пп. 5—7) значения упругой характеристики α для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки.

3. Упругая характеристика бутобетона принимается равной $\alpha = 2000$.

4. Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики α следует принимать по табл. 25 с коэффициентом 0,7.

3.21. При расчете пересечений (примыканий) стен из камней, изготовленных из разных видов бетона (например, примыканий внутренних крупноблочных стен из тяжелого бетона к наружным стенам из легкого бетона), рекомендуется учитывать возможное рассеивание значений модулей, деформаций, принимая увеличение или уменьшение E_0 на 15% для каждого из видов бетона. При этом должны приниматься при расчете наиболее неблагоприятные сочетания модулей деформаций.

3.22. Относительные деформации кладки ε при кратковременной нагрузке могут определяться, при любых напряжениях, по формуле

$$\varepsilon = -\frac{1,1}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{1,1\overline{R}}\right) = \frac{1000}{\alpha} A, \qquad (12)$$

где $\overline{R}$ — средний (ожидаемый) предел прочности кладки, определяемый по указаниям пп. 3.4 и 3.15;

σ — напряжение, при котором определяется ε;

α — упругая характеристика, определяемая по указаниям п. 3.17.

Для армированной кладки принимается $\alpha = \alpha_a$;

$A = -\frac{1,1}{1000} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{1,1\overline{R}}\right)$ — коэффициент, приведенный в табл. 26.

Примечание. Величина относительной деформации может определяться по формуле (12) также при значениях $\alpha = \alpha_0$ и $\overline{R}_0$, полученных в результате испытаний данного вида кладки.

Таблица 26

Значения коэффициента A

$\frac{\sigma}{\overline{R}}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$A \cdot 10^{+3}$	0,11	0,22	0,35	0,50	0,67	0,86	1,11	1,43	1,87	2,64

3.23. В зависимости от конструктивного решения менее благоприятные результаты могут быть получены как при кратковременных, так и при длительных нагрузках. Так, например, в многослойной конструкции наиболее напряженный, при кратковременной нагрузке, слой может с течением времени разгружаться, а в менее напряженных слоях напряжения могут увеличиваться. Поэтому в некоторых случаях необходимо учитывать деформации, возникающие как при кратковременной, так и при длительной нагрузке. Относительные полные деформации сжатия (без учета усадки) при длительном приложении нагрузки, включающие кратковременные деформации и деформации ползучести, определяются по формуле

$$\varepsilon_{полн} = \varepsilon\eta, \qquad (13)$$

где ε — относительная деформация при кратковременной нагрузке, определяемая по формуле (12);

η = 1,8 — для кладки из керамических камней с вертикальными щелевидны-

ми пустотами (высота камня 13,8 *см*);

$\eta = 2{,}2$ — для кладки из глиняного кирпича пластического и полусухого прессования;

$\eta = 2{,}8$ — для кладки из крупных блоков или камней, изготовленных из тяжелого бетона;

$\eta = 3$ — для кладки из силикатного кирпича, а также легкобетонных и силикатных крупных блоков;

$\eta = 3{,}5$ — для кладки из крупных блоков и камней, изготовленных из автоклавного ячеистого бетона.

3.24. Деформации усадки кладки из глиняного обожженного кирпича незначительны и не учитываются при расчете. Для других кладок величину относительной деформации усадки можно принимать равной:

для кладки из силикатного кирпича и из камней тяжелого или легкого бетона, на цементном или силикатном вяжущем . . $3 \cdot 10^{-4}$;

для кладки из автоклавного ячеистого бетона . . . . . $4 \cdot 10^{-4}$;

для кладки из неавтоклавного ячеистого бетона . . . . . $8 \cdot 10^{-4}$.

Таблица 27 (16)

Коэффициенты линейного расширения кладки α_t

Материалы кладки	Коэффициенты линейного расширения кладки α_t
1. Кирпич глиняный обыкновенный, пустотелый и керамические камни	0,000005
2. Кирпич силикатный, камни бетонные и бутобетон . .	0,00001
3. Камни природные, камни и блоки из ячеистых бетонов	0,000008

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

Таблица 28 (17)

Коэффициенты трения f

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

3.25 (3.12). Величины коэффициентов линейного расширения кладки α_t при изменении температуры на 1° С принимаются по табл. 27.

3.26 (3.13). Коэффициенты трения следует принимать по табл. 28.

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ И СЕЧЕНИЙ НЕАРМИРОВАННЫХ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ (ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ)

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

4.1. Расчет каменных и армокаменных конструкций в законченных зданиях, по предельным состояниям первой группы (потеря несущей способности, потеря устойчивости формы, потеря устойчивости положения), производится, как правило, на воздействие расчетных нагрузок.

4.2. Расчет каменных и армокаменных конструкций незаконченных зданий и сооружений производится на воздействие нормативной ветровой нагрузки при расчетных величинах других нагрузок.

4.3. Влияние длительного приложения нагрузки на прочность каменной кладки учтено при назначении расчетных сопротивлений, а влияние ползучести на несущую способность гибких элементов учитывается расчетом по указаниям п. 4.13.

4.4. Сцепление раствора с кирпичом отличается большой изменчивостью и зависит от многих случайных величин (см. п. 3.2). Поэтому, как правило, расчет каменных конструкций производится без учета сопротивления кладки растяжению по неперевязанным сечениям (например, по горизонтальным швам), за исключением случаев расчета на сейсмические нагрузки (см. п. 4.7).

4.5. Не допускается работа неармированной кладки по неперевязанным сечениям на осевое растяжение и изгиб; в этих случаях кладка должна быть армирована стержнями, воспринимающими растягивающие усилия.

4.6. Расчет каменных конструкций на внецентренное сжатие производится без учета сопротивления растянутой зоны сечения. При больших эксцентрицитетах (см. п. 6.5) производится дополнительная проверка сечения по образованию и раскрытию трещин; в этом случае условно учитывается сопротивление кладки растяжению по неперевязанному сечению

как косвенная характеристика возможного раскрытия трещин.

4.7. Сопротивление кладки растяжению по неперевязанному сечению учитывается при расчете кладки на сейсмические воздействия. В этом случае при выполнении кладки должны соблюдаться специальные правила, повышающие надежность сцепления («Рекомендации по повышению монолитности кирпичной кладки». ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко Госстроя СССР. М., 1971). Прочность сцепления проверяется при этом контрольными испытаниями в лабораторных и натурных условиях.

Расчетная высота элемента, принимаемая при расчете на продольный изгиб и при учете длительного приложения нагрузок

4.8(4.3). Расчетная высота каменных стен и столбов l_0 при определении коэффициентов продольного изгиба φ и $m_{дл}$ должна приниматься в зависимости от условий опирания стен на горизонтальные и вертикальные опоры (перекрытия и примыкающие стены).

При опирании стен и столбов на горизонтальные опоры расчетные высоты принимаются:

а) при шарнирном опирании на неподвижные в горизонтальном направлении опоры $l_0 = H$;

б) для свободно стоящих конструкций, при отсутствии связи их с перекрытиями или другими горизонтальными опорами, $l_0 = 2H$;

в) для конструкций с частично защемленными опорными сечениями — с учетом фактической степени защемления, но не менее $l_0 = 0{,}8H$, где H — расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами либо высота свободно стоящей конструкции.

Указанное в п. «а» шарнирное опирание принимается в зданиях с жесткой конструктивной схемой (п. 8.1.4) при опирании на стену перекрытий без заделки опорных участков плит, настилов, балок, прогонов и т. п. в кладку, а также при деревянных перекрытиях, независимо от заделки их на опорных участках.

Указание п. «в» применяется при заделке опорных участков железобетонных перекрытий в кладке. В зданиях с жесткой конструктивной схемой при опирании на стену сборных железобетонных перекрытий принимается $l_0 = 0{,}9H$, а при опирании на стены монолитных железобетонных перекрытий по четырем сторонам $l_0 = 0{,}8H$.

В зданиях с упругой конструктивной схемой (п. 8.1.4), где стены опираются на упругие верхние и неподвижные нижние опоры, принимается $l_0 = 1{,}25H$ — для многопролетных зданий и $l_0 = 1{,}5H$ — для однопролетных зданий.

Величина H при железобетонных сборных или монолитных перекрытиях, заделанных на опорах в кладку, равна высоте этажа за вычетом толщины железобетонной плиты, настила или панели перекрытия. В остальных случаях H принимается равной высоте этажа.

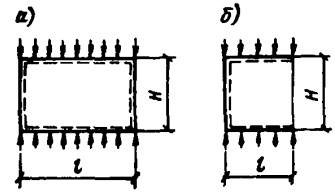


Рис. 12. Опирание стены по контуру

а — по четырем сторонам; *б* — по трем сторонам
Опирание показано пунктиром

В одноэтажных зданиях за нижнюю опору принимается уровень земли (отмостки) или пола, если он конструктивно связан со стеной или находится ниже уровня земли.

4.9. Если опорами стены являются перекрытия и примыкающие к ней поперечные стены, то при назначении расчетной высоты разрешается учитывать опирание стены по контуру (по трем или четырем сторонам), при выполнении следующих условий:

а) по четырем сторонам, если стена ослаблена проемами не более чем на 40% как по вертикальному, так и по горизонтальному сечению. При ослаблении вертикального сечения более чем на 40%, но менее чем на 60%, разрешается учитывать опирание по четырем сторонам, при условии компенсации дополнительного (сверх 40%) ослабления кладки — горизонтальными железобетонными поясами с жесткостью, равной жесткости пояса кладки высотой $H_п - 0{,}4H$, где $H_п$ — высота проема. Закрепление по четырем сторонам разрешается учитывать, если (рис. 12, *а*)

$$m = H : l \geqslant 0{,}5,$$

где l — длина и H — высота участка стены, определяемая по указаниям п. 4.8;

б) если стена ослаблена проемами более, чем это указано в п. «а», или опирается по трем сторонам и вместе с тем (рис. 12, *б*)

$$m = H : l \geqslant 1,$$

разрешается учитывать опирание стены по трем сторонам.

К случаям опирания стены по трем сторонам относятся, например:

1) участок стены A от места примыкания внутренней стены к наружной до ближайшего дверного проема (рис. 13, *а*);

2) вертикальные участки A и B самонесущей стены промышленного или общественного здания, примыкающей и закрепленной связями к поперечной раме железобетонного или металлического каркаса (рис. 13, *б*);

в) если связь между продольными и поперечными стенами осуществляется только перевязкой кладки, то опирание стены по трем или четырем сторонам разрешается учитывать при условии, если разница в напряжениях этих стен, определяемая без учета перераспределения напряжений между ними, не превышает 30% расчетного сопротивления сжатию кладки (без учета сетчатого армирования, если оно имеется). При большей разнице в напряжениях соединение стен должно быть обеспечено применением железобетонных или защищенных от коррозии металлических связей не менее чем в трех уровнях по высоте этажа. В каркасных зданиях учет опирания стен по контуру разрешается при условии, если стена надежно связана со стойками и верхним ригелем каркаса.

4.10. Расчетная высота стен l_0 с учетом опирания по контуру определяется в зависимости от отношения $m=H:l$ по формуле

$$l_0' = \frac{1{,}2l_0}{m\sqrt{K}} \leqslant l_0, \qquad (14)$$

где H — высота этажа;

K — коэффициент по табл. 29 или табл. 30 для случаев опирания стены по четырем или трем сторонам;

l_0 — расчетная высота стены, принимаемая по п. 4.8 без учета опирания стены по боковым граням.

Таблица 29

Значения K при закреплении участка стены по четырем сторонам (рис. 12, *а*)

$m=H:l$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1 и более
K	6,25	5,14	4,52	4,2	4,08	4

Формула (14) применяется при условии, если перекрытие (или другая горизонтальная конструкция) может рассматриваться как неподвижная в горизонтальном направлении опора стены.

4.11. Если нагрузкой является только собственный вес элемента в пределах рассчитываемого участка (пример — высокие самонесущие стены промышленных и общественных зданий, перегородки и т. п.), разрешается расчетную высоту l_0 сжатых элементов, указанную в п. 4.8, уменьшать на 25%. При наличии как равномерно распределенной, так и сосредоточенной нагрузки можно принимать расчетную высоту элемента в соответствии с соотношением величин этих нагрузок по интерполяции.

Таблица 30

Значения K при закреплении участка стены по трем сторонам (рис 12, *б*)

$m=H:l$	1	1,2	1,4	1,6	1,8
K	1,44	1,14	0,95	0,84	0,76
$m=H:l$	2	2,5	3	4	5 и более
K	0,7	0,61	0,56	0,52	0,5

Примечание. Как правило, собственный вес участка несущей стены в пределах расчетной высоты элемента (например, в пределах высоты одного из нижних этажей жилых зданий) составляет небольшую часть полной нагрузки и поэтому, при назначении расчетной высоты l_0, не учитывается равномерное распределение нагрузки от собственного веса по высоте элемента.

Коэффициенты продольного изгиба φ *и коэффициенты* $m_{дл}$

4.12 (4.2). Коэффициент продольного изгиба φ, учитывающий снижение несущей способности сжатых элементов постоянного по длине сечения при продольном изгибе, определяется по табл. 31 (18) в зависимости от упругой характеристики кладки α и приведенной гибкости элемента $\lambda_{пр}^{r}$ или отношения $\lambda_{пр}^{h}$, где

$$\lambda_{пр}^{h} = \lambda^{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{l_0}{h}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}};$$
$$\lambda_{пр}^{r} = \lambda^{r}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{l_0}{r}\sqrt{\frac{1000}{\alpha}}. \qquad 15\,(8)$$

В формулах 15 (8):

l_0 — расчетная высота (длина) элемента;

h — меньший размер прямоугольного сечения;

r — меньший радиус инерции сечения элемента;

α — упругая характеристика кладки [см. табл. 25 (15)].

Таблица 31 (18)

Коэффициенты продольного изгиба φ при α=1000

$\lambda^h_{пр}$	$\lambda^r_{пр}$	Коэффициент продольного изгиба φ	$\lambda^h_{пр}$	$\lambda^r_{пр}$	Коэффициент продольного изгиба φ
4	14,0	1,00	20	70,0	0,65
5	17,5	0,98	22	76,0	0,61
6	21,0	0,96	24	83,0	0,56
7	24,5	0,94	26	90,0	0,52
8	28,0	0,92	28	97,0	0,49
9	31,5	0,90	30	104,0	0,45
10	35,0	0,88	32	111	0,42
11	38,5	0,86	34	118	0,38
12	42,0	0,84	36	125	0,35
13	45,5	0,81	38	132	0,31
14	49,0	0,79	40	139	0,27
15	52,5	0,77			
16	56,0	0,74			
18	63,0	0,70			

Таблица 32

Коэффициент продольного изгиба φ при различных значениях α

Гибкость		Упругие характеристики кладки α						
λ^h	λ^r	1500	1000	750	500	350	200	100
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,82
5	17	0,99	0,98	0,97	0,94	0,91	0,86	0,75
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,81	0,68
7	24	0,96	0,94	0,93	0,88	0,84	0,76	0,61
8	28	0,95	0,92	0,9	0,85	0,8	0,7	0,54
9	31	0,93	0,90	0,87	0,82	0,76	0,65	0,48
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,6	0,43
11	38	0,90	0,86	0,81	0,75	0,68	0,56	0,38
12	42	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,51	0,34
13	45	0,86	0,81	0,76	0,69	0,60	0,47	0,31
14	49	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57	0,43	0,28
15	52	0,83	0,77	0,7	0,63	0,53	0,40	0,25
16	56	0,81	0,74	0,68	0,59	0,5	0,37	0,23
17	59	0,79	0,72	0,65	0,56	0,47	0,35	—
18	63	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45	0,32	—
20	69	0,73	0,65	0,58	0,48	0,40	0,28	—
22	76	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35	0,24	—
24	83	0,65	0,56	0,49	0,39	0,32	0,22	—
26	90	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29	0,20	—
28	97	0,57	0,49	0,42	0,34	0,27	0,18	—
30	104	0,53	0,45	0,39	0,32	0,25	0,17	—
32	111	0,49	0,42	0,36	0,29	0,23	0,16	—
34	118	0,44	0,38	0,32	0,26	0,21	0,14	—
36	125	0,40	0,35	0,29	0,24	0,19	0,13	—
38	132	0,36	0,31	0,26	0,21	0,17	0,12	—
40	139	0,33	0,27	0,23	0,19	0,16	0,11	—

Коэффициенты φ для различных значений α приведены в табл. 32 в зависимости от

$$\lambda^h = \frac{l_0}{h} \quad \text{и} \quad \lambda^r = \frac{l_0}{r}.$$

Таблица 33 (20)

Коэффициенты η

λ^h	λ^r	Коэффициент η для кладки			
		из глиняного кирпича, из камней и крупных блоков из тяжелого бетона, из природных камней всех видов		из силикатного кирпича, из камней и крупных блоков из легкого и ячеистого бетона	
		при проценте продольного армирования			
		0,1 и менее	0,3 и более	0,1 и менее	0,3 и более
⩽10	⩽35	0	0	0	0
12	42	0,04	0,03	0,05	0,03
14	49	0,08	0,07	0,09	0,08
16	56	0,12	0,09	0,14	0,11
18	63	0,15	0,13	0,19	0,15
20	70	0,20	0,16	0,24	0,19
22	76	0,24	0,20	0,29	0,22
24	83	0,27	0,23	0,33	0,26
26	90	0,31	0,26	0,38	0,30
28	97	0,34	0,29	0,42	0,33
30	104	0,38	0,32	0,47	0,37
32	111	0,42	0,35	0,52	0,41
34	118	0,46	0,38	0,57	0,44
36	125	0,49	0,42	0,61	0,48
38	132	0,53	0,45	0,66	0,52
40	139	0,57	0,48	0,71	0,56

Примечание. Для неармированной кладки значения коэффициента η принимаются как для кладки с армированием 0,1% и менее. При проценте армирования более 0,1, но менее 0,3, коэффициенты η определяются интерполяцией.

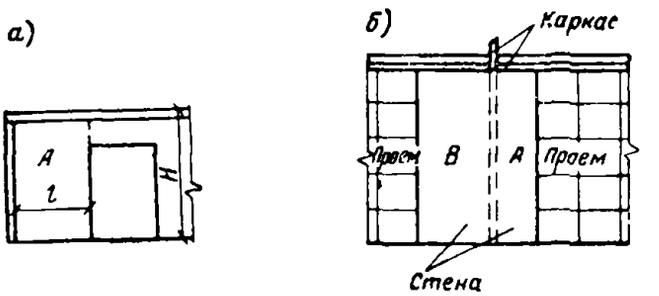


Рис. 13. Участки стен, рассматриваемые как опирающиеся по трем сторонам

а — участок *А* — между наружной стеной и дверным проемом; *б* — участки *А* и *В* — между стойкой каркаса и границами ближайших проемов

При определении φ для армированных кладок значения упругой характеристики α принимаются по указаниям п. 3.18(3.11). Коэффициенты продольного изгиба при внецентренном сжатии определяются по формуле 20(11).

4.13. Вследствие ползучести каменных кладок и бетона прогиб продольно-сжатых элементов с течением времени возрастает, что увеличивает эксцентриситет и уменьшает разрушающую нагрузку. Это учитывается при

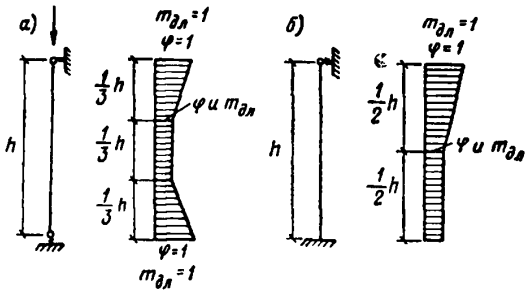


Рис. 14. Коэффициенты φ и $m_{дл}$ по длине сжатых стен и столбов

а — опирающихся на жесткие опоры; *б* — заделанных внизу и имеющих упругую опору вверху ($n=H$ — высота стены или столба)

расчете применением коэффициента $m_{дл}$, определяемого по формуле

$$m_{дл}=1-\eta\frac{N_{дл}}{N}\left(1+\frac{1{,}2e_{дл}}{h'}\right), \qquad 16\,(12)$$

где $N_{дл}$ — расчетная продольная сила от длительно действующих нагрузок;

N — продольное усилие от всех нагрузок;

h' — высота сечения;

$e_{0дл}$ — эксцентриситет от длительно действующих нагрузок;

η — коэффициент, принимаемый по табл. 33(20).

При $h'>30$ *см* или $r\geqslant 8{,}7$ *см* коэффициент $m_{дл}$ принимается равным единице.

4.14. Значение коэффициентов φ и $m_{дл}$ для стен и столбов, опирающихся на жесткие опоры, при расчете сечений, расположенных в средней трети высоты l_0, принимается постоянным и равным расчетному значению φ и $m_{дл}$, определенному для данного стержня. При расчете сечений на участках в крайних третях l_0 разрешается коэффициенты φ и $m_{дл}$ увеличивать по линейному закону до 1 на опоре (рис. 14, *а*).

Для стен и столбов, имеющих верхнюю упругую опору или свободно стоящих, при расчете сечений в нижней части стены или столба до высоты $0{,}5\,l_0$ принимается расчетное значение φ и $m_{дл}$, а при расчете сечений в верхней половине стены или столба значение φ и $m_{дл}$ для этих сечений разрешается увеличивать до 1 по линейному закону (рис. 14, *б*).

4.15. При неравномерном распределении вертикальных усилий в сечении по длине стены (например, при совместном действии вертикальных и ветровых нагрузок) разрешается принимать в месте пересечения продольной и поперечной стены, при условии их надежного взаимного соединения (см. п. 4.9 «в»), коэффициенты φ и $m_{дл}$ равными единице.

На расстояниях $l\leqslant H$ от внутреннего угла, в месте пересечения стен, при определении φ можно учитывать в этом случае опирание стен по трем сторонам, принимая расчетную высоту стены l_0' по указаниям п. 4.10.

4.16. Для ступенчатых стен и столбов, верхняя часть которых имеет меньшее поперечное сечение, коэффициент φ определяется:

а) при опирании стен (столбов) на жесткие опоры — по высоте $l_0=H$ (H — высота стены или столба согласно п. 4.8) и наименьшему сечению, расположенному в средней трети высоты H;

б) при упругой верхней опоре или при ее отсутствии по расчетной высоте l_0, определенной согласно п. 4.8 и сечению у нижней опоры, а при расчете верхнего участка стены (столба) длиною H' — по расчетной высоте l_0' и поперечному сечению этого участка; l_0' определяется так же, как l_0, но при $H=H'$.

4.17. Если в стене или столбе имеются горизонтальные или наклонные борозды (одна или две с обеих сторон элемента в одном сечении), не превышающие в сумме по глубине $^1/_3$ толщины стены, а по высоте $^1/_{10}$ высоты этажа, то при определении гибкости элемента следует приближенно принимать условную высоту этажа $H'=1{,}1\,H$. Наличие этих борозд может не учитываться при определении φ, если они расположены в уровне междуэтажного перекрытия (в зданиях с жесткой конструктивной схемой).

Если борозды имеют большую глубину или высоту, чем указанные выше, при определении гибкости принимается толщина стены в месте ее ослабления или же производят точный расчет ослабленного сечения.

При расчете ослабленного сечения на внецентренное сжатие коэффициент φ и $m_{дл}$ определяют, как указано выше, а эксцентриситет принимается относительно оси ослабленного сечения.

4.18. В стенах, ослабленных проемами, при расчете простенков коэффициент φ принимается по гибкости стены.

Для узких простенков, ширина которых меньше толщины стены, производится также проверка простенка на продольный изгиб в плоскости стены, причем расчетная длина элемента принимается равной высоте проема.

4.19(4.1). Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии следует производить по формуле

$$N\leqslant m_{дл}\varphi RF, \qquad 17(7)$$

где N — расчетная продольная сила;

R — расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по табл. 10—17;

φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по п. 4.12;

F — площадь сечения элемента;

$m_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние прогиба сжатых элементов на их несущую способность при длительной нагрузке и определяемый по формуле (16) при $e_{0\,дл}=0$. При меньшем размере прямоугольного поперечного сечения элементов $h\geqslant 30$ *см* (или с меньшим радиусом инерции сечения $r\geqslant 8{,}7$ *см*) коэффициент $m_{дл}$ следует принимать равным единице.

Внецентренно-сжатые элементы

4.20(4.4). Расчет внецентренно-сжатых элементов неармированной кладки производится по формуле

$$N\leqslant m_{дл}\varphi_1 RF_c\omega; \qquad 18(9)$$

для прямоугольного сечения — по формуле

$$N\leqslant m_{дл}\varphi_1 RF\left(1-\frac{2e_0}{h}\right)\omega, \qquad 19(10)$$

где

$$\varphi_1=\varphi\left[1-\frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_э}-0{,}2\right)\right] \qquad 20(11)$$

В *формулах (18(9)—20(11))*:

R — расчетное сопротивление кладки сжатию;

F — площадь сечения элемента;

h — высота сечения (в направлении действия изгибающего момента);

F_c — площадь расчетной сжатой части сечения, которая определяется в предположении прямоугольной эпюры напряжений сжатия (рис. 15).

Центр тяжести сжатой части сечения совпадает с точкой приложения внешней сжимающей силы N, и положение границы площади F_c определяется из условия равенства нулю статического момента этой площади относительно ее центра тяжести;

e_0 — эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сечения;

l_0 — расчетная высота элемента;

$h_э=3{,}5r$ (здесь r — радиус инерции сечения в направлении действия изгибающего момента; для прямоугольного сечения $h_э=h$);

Таблица 34 (19)

Коэффициенты ω

Вид кладки	Значения ω для сечений	
	произвольной формы	прямоугольного
1. Для кладок всех видов, кроме указанных в п. 2	$1+\frac{e_0}{3y}\leqslant 1{,}25$	$1+\frac{e_0}{1{,}5h}\leqslant 1{,}25$
2. Из камней и крупных блоков, изготовленных из ячеистых и крупнопористых бетонов; из природных камней (включая бут); из бетонных пустотелых камней; из керамических камней с крупными пустотами	1	1

Примечание. h — высота сечения; y — расстояние от центра тяжести элемента до края сечения в сторону эксцентриситета. Если $3y\leqslant 1{,}5h$, то при определении коэффициента ω вместо $3y$ принимается $1{,}5h$.

φ — коэффициент продольного изгиба (см. п. 4.12(4.2));

ω — коэффициент, принимаемый по табл. 34(19);

$m_{дл}$ — коэффициент, определяемый по формуле 16(12).

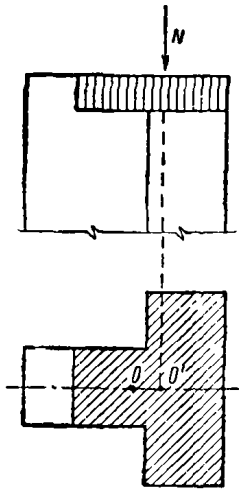


Рис. 15. Расчетная сжатая часть сечения при внецентренном сжатии (заштрихована)

O — центр тяжести полного сечения; *O'* — центр тяжести расчетной сжатой части сечения (совпадает с точкой приложения силы *N*)

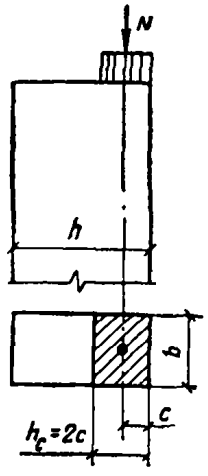


Рис. 16. Высота и площадь расчетной сжатой части прямоугольного сечения при внецентренном сжатии

Высота и площадь сжатой части прямоугольного сечения (рис. 16) равны:

$$h_c = 2c = h - 2e_0; \qquad (21)$$

$$F_c = 2bc = b(h - 2e_0), \qquad (22)$$

где b — ширина сечения;

c — расстояние от точки приложения силы до более сжатого края сечения.

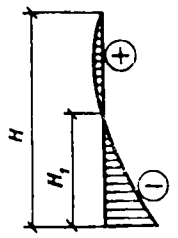


Рис. 17. Расчетная высота H_1 при продольном изгибе внецентренно сжатого элемента с разнозначной эпюрой моментов

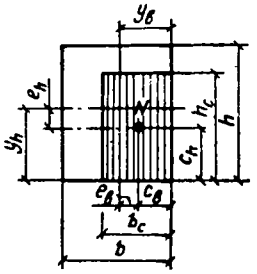


Рис. 18. Расчетная сжатая часть прямоугольного сечения при косом внецентренном сжатии

Центр тяжести и момент инерции таврового сечения могут быть определены по графикам приложения 5.

При заданном центре тяжести (точка приложения силы) сжатой части таврового сечения высота расчетной части может быть определена по указаниям приложения 6.

При больших эксцентриситетах ($e_0 > 0{,}45\,y$) разрешается определять площадь сжатой части таврового сечения приближенно, по формуле

$$F_c = 2(y - e_0)b, \qquad (23)$$

где b — ширина сжатой части сечения.

При определении φ и $m_{дл}$ должны учитываться указания пп. 4.12—4.17, а при назначении расчетной высоты элемента l_0 — указания пп. 4.8—4.11.

Расчет на внецентренное сжатие по прочности см. в примерах 1 и 2.

4.21. При $e_0 > 0{,}7y$ кроме расчета внецентренно сжатых элементов по формулам (18) или (19) следует производить расчет растянутой зоны по раскрытию трещин (швов кладки) согласно указаниям п. 6.5 (пример 3).

4.22. При определении коэффициента продольного изгиба внецентренно-сжатых элементов разрешается принимать гибкость, соответствующую высоте H части элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента (рис. 17). При однозначной эпюре момента по всей высоте элемента $H_1 = H$.

4.23 (4.5). Наибольшая величина эксцентриситета (с учетом случайного) во внецентренно сжатых конструкциях без продольной арматуры в растянутой зоне не должна превышать: для основных сочетаний нагрузок — $0{,}9y$, для особых — $0{,}95y$; в стенах толщиной 25 *см* и менее: для основных сочетаний нагрузок — $0{,}8y$; для особых — $0{,}85y$. При этом расстояние от точки приложения силы до более сжатого края сечения для несущих стен и столбов должно быть не менее 2 *см*.

4.24 (4.6). При расчете несущих и самонесущих стен толщиной 25 *см* и менее следует учитывать случайный эксцентриситет, который должен суммироваться с эксцентриситетом продольной силы.

Величина случайного эксцентриситета принимается равной:

для несущих стен — 2 *см*;

для самонесущих стен, а также для отдельных слоев трехслойных несущих стен — 1 *см*.

Для ненесущих стен и перегородок, а также заполнений фахверковых стен случайный эксцентриситет допускается не учитывать.

4.25. Элементы, работающие на внецентренное сжатие, должны быть дополнительно рассчитаны на центральное сжатие в плоскости, перпендикулярной к действию изгибающего момента.

4.26. Расчет элементов при косом внецентренном сжатии производится по формуле (18). Площадь сжатой части сечения F_c условно

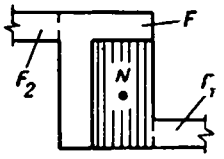


Рис. 19. Расчетная сжатая часть сложного сечения при косом внецентренном сжатии. Площади F_1 и F_2 в расчете не учитываются

принимается в виде прямоугольника, центр тяжести которого совпадает с точкой приложения силы и две стороны ограничены контуром сечения элемента (рис. 18), при этом

$$h_c = 2c_h;\ b_c = 2c_b \text{ и } F_c = 4c_h c_b,$$

где c_h и c_b — расстояния от точки приложения силы до ближайших границ сечения.

В случае сложного по форме сечения для упрощения расчета разрешается принимать прямоугольную часть сечения без учета участков, усложняющих его форму (рис. 19).

Величины ω, φ и $m_{дл}$ определяются в двух вариантах:

а) при высоте сечения h, эксцентриситете e_{0h} и радиусе инерции r_h в направлении h;

б) при высоте сечения $h = b$, эксцентриситете e_{0b} и радиусе инерции r_b в направлении b.

За расчетную несущую способность принимается меньшая из двух величин, вычисленная по формуле (19) при двух вариантах ω, φ и $m_{дл}$.

Если $e_{0b} > 0{,}7\,b$ или $e_{0h} > 0{,}7\,h$, кроме расчета на прочность должен производиться расчет по раскрытию трещин в соответствующем направлении по указаниям п. 4.21.

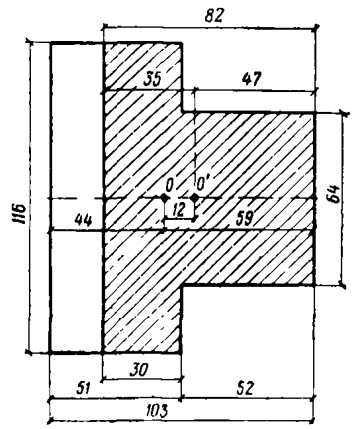


Рис. 20. Поперечное тавровое сечение и размеры (к примеру 1)

Пример 1. Расчет участка стены таврового сечения на внецентренное сжатие (эксцентриситет в сторону ребра).

К тавровому сечению простенка приложена расчетная продольная сила $N=85$ *т* и расчетный момент, направленный в сторону ребра тавра $M=10{,}2$ *т·м*. Размеры сечения показаны на рис. 20. Высота этажа $H=5$ *м*. Кладка выполнена из кирпича марки 100 на растворе марки 50; расчетное сопротивление кладки сжатию $R=15$ *кГ/см²*. Перекрытие сборное железобетонное, заделанное на опорах в кладку стены; толщина перекрытия $H_п=0{,}22$ *м*. Здание жесткой конструктивной схемы (перекрытие является неподвижной горизонтальной опорой стены).

Эксцентриситет

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{10{,}2}{85} = 0{,}12\ м = 12\ см.$$

Расчет производим по указаниям п. 4.20, формула (18)

$$N \leqslant m_{дл}\varphi_1 R F_c \omega.$$

Находим геометрические характеристики сечения. Площадь сечения

$$F = 64 \cdot 103 + (116 - 64)38 = 9230\ см^2.$$

Определяем расстояние центра тяжести сечения от края полки по графику приложения 5

$$\alpha = \frac{38}{103} = 0{,}37; \quad \beta = \frac{64}{116} = 0{,}55;$$

$$z_0 = 0{,}425\ h = 0{,}425 \cdot 103 = 44\ см.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета

$$y = h - z_0 = 103 - 44 = 59\ см.$$

Центральный момент инерции определяем также, пользуясь графиком приложения 5

$$J = 0{,}0605 \cdot 116 \cdot 103^3 = 7{,}65 \cdot 10^6\ см^4.$$

Радиус инерции сечения

$$r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{7{,}65 \cdot 10^6}{0{,}923 \cdot 10^4}} = 29\ см.$$

Так как $r > 8{,}7$ *см*, то согласно п. 4.19 принимается $m_{дл}=1$.

Определяем значение коэффициента продольного изгиба φ.

Расчетная длина элемента, при условиях, указанных в задании, принимается (п. 4.8) равной:

$$l_0 = 0{,}9(H - H_п) = 0{,}9(500 - 22) = 430\ см;$$

$$\lambda^r = \frac{430}{29} = 15.$$

Упругая характеристика кладки, выполненной на растворе марки 50:

$$\alpha = 1000.$$

По табл. 32

$$\varphi = 0{,}99.$$

При внецентренном сжатии [формула (20)]

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_э} - 0{,}2\right)\right],$$

где $h = 3{,}5r = 3{,}5 \cdot 29 = 101$ *см*;

$$\varphi_1 = 0{,}99\left[1 - \frac{12}{103}\left(0{,}06\ \frac{430}{101} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}985.$$

Находим площадь расчетной сжатой части сечения.

Для определения размеров этой части сечения применяем формулу приложения 6

$$x = \sqrt{\frac{b_2 d}{b_1}\ (2e'' - d)\ + (e'' - d)^2}\ ,$$

где x — расстояние от точки приложения силы до края полки расчетной части сечения. Точка приложения силы совпадает с центром тяжести расчетной части сечения:

$$b_1 = 116\ см;$$

$$b_2 = 64\ см;$$

$$d = 52\ см;$$

$$e'' = y - e_0 = 59 - 12 = 47\ см;$$

$$x = \sqrt{\frac{64 \cdot 52}{116}(2 \cdot 47 - 52) + (47 - 52)^2}\ = 35\ см.$$

Высота расчетной части сечения: $h_c = e'' + x = 47 + 35 = 82$ *см*. Площадь сжатой части сечения:

$$F_c = 82 \cdot 64 + (116 - 64)30 = 6810\ см^2;$$

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{3y} = 1 + \frac{12}{3 \cdot 59} = 1{,}07;$$

$$N_{пр} = 0{,}985 \cdot 15 \cdot 6810 \cdot 1{,}07 = 107\ т > 85\ т.$$

Расчетное усилие меньше предельного и, следовательно, простенок удовлетворяет при заданной нагрузке требованиям прочности. Относительный эксцентриситет

$$\frac{e_0}{y} = \frac{12}{59} = 0{,}20 < 0{,}7$$

и поэтому согласно п. 4.21 расчет по раскрытию трещин не производится.

Пример 2. Расчет участка стены таврового сечения на внецентренное сжатие (эксцентриситет в сторону полки).

К тавровому сечению простенка приложена продольная сила с эксцентриситетом $e_0=16$ *см* в сторону полки. Размеры простенка и все остальные данные см. на рис. 21.

Найти предельное усилие (расчетную несущую способность).

Расчет производится так же, как и в примере 1, по формуле (18)

$$N \leqslant m_{дл}\varphi_1 R F_c \omega.$$

Следующие величины, не зависящие от эксцентриситета, вычисленные в примере 1, остаются без изменений: $z_0 = 44$ *см*; $\alpha = 1000$; $l_0 = 430$ *см*; $m_{дл} = 1$; $\varphi = 0{,}99$;

$$R = 15\ кГ/см^2;\ h_э = 101\ см.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета $y=z_0=44$ *см*.

Нормальная сила приложена на расстоянии $e'=z_0-e_0=44-16=28$ *см* от наружного края полки сечения.

Вычисляем φ_1

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_э} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}99\left[1 - \right.$$

$$\left. - \frac{16}{103}\left(0{,}06\frac{430}{101} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}975.$$

Размеры сжатой части сечения определяем, применяя формулу приложения 6

$$x = \sqrt{\frac{b_1 c}{b_2}(2e' - c) + (e' - c)^2}\ ,$$

где x — расстояние от точки приложения силы до края ребра расчетной части сечения:

$b_1=116$ *см*;

$b_2=64$ *см*;

$$c = 51\ см;$$

$$e' = 28\ см;$$

$$x = \sqrt{\frac{116 \cdot 51}{64}(2 \cdot 28 - 51) + (28 - 51)^2} = 31{,}6 \approx 32\ см.$$

Размеры расчетной сжатой части сечения показаны на рис. 21.

Площадь сжатой части сечения

$$F_c = 60 \cdot 64 + (116 - 64)51 = 6440\ см^2.$$

Так как $3y=132$ *см* $<1{,}5h=152$ *см*, то по указаниям примечания к табл. 34 определяем ω по формуле

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{1{,}5h} = 1 + \frac{16}{152} \approx 1{,}1;$$

$N_{пр} = m_{дл}\varphi_1 R F_c \omega = 0{,}975 \cdot 15 \cdot 6440 \cdot 1{,}1 = 103$ *т*.

Отношение

$$\frac{e_0}{y} = \frac{16}{38} = 0{,}42 < 0{,}7$$

и поэтому согласно п. 4.21 расчет по раскрытию трещин не производится.

Пример 3. Расчет участка стены таврового сечения по несущей способности и по раскрытию трещин.

К тавровому сечению простенка приложена продольная сила с эксцентриситетом $e_0=45$ *см* в сторону ребра. Размеры простенка и все остальные данные см. на рис. 22.

Найти расчетное предельное усилие.

Следующие величины, не зависящие от эксцентриситета, вычисленные в примере 1, остаются без изменений:

$$F = 9230\ см^2;\ J = 7{,}65 \cdot 10^6\ см^4;$$

$$z_0 = 44\ см;\ l_0 = 430\ см;\ R = 15\ кГ/см^2;\ \alpha = 1000;$$

$$m_{дл} = 1;\ \varphi = 0{,}99;\ h_э = 101\ см.$$

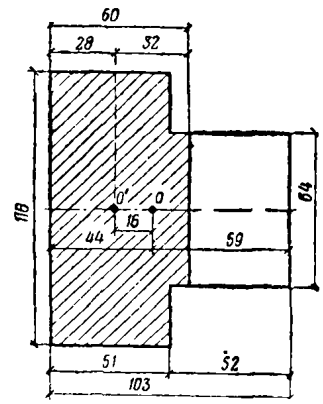


Рис. 21. Поперечное тавровое сечение и размеры (к примеру 2)

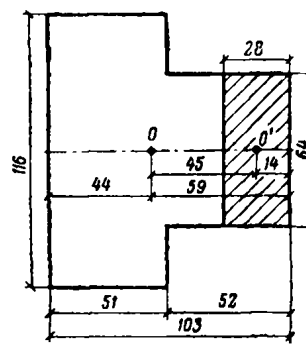


Рис. 22. Поперечное сечение и размеры (к примеру 3)

Расстояние от центра тяжести до края сечения в сторону эксцентриситета

$$y = h - z_0 = 103 - 44 = 59\ см;$$

$$\frac{e_0}{y} = \frac{45}{59} = 0{,}76 > 0{,}7$$

и, следовательно, простенок должен быть рассчитан не только по несущей способности, но и по раскрытию трещин в растянутой зоне сечения.

а) Вычисление $N_{пр}$ по несущей способности.

Расчет производим по формуле (18).

Коэффициент φ_1 определяется по формуле (20)

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_э} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}99\left[1 - \right.$$

$$\left. - \frac{45}{103}\left(0{,}06\frac{430}{103} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}96.$$

Расстояние s от точки приложения силы до края ребра сечения равно:

$$s = y - e_0 = 59 - 45 = 14\ см < \frac{52}{2}\ ,$$

т. е. меньше половины высоты ребра. Поэтому сжатая часть сечения прямоугольная и высота ее определяется по формуле

$$h_c = 2s = 2 \cdot 14 = 28\ см.$$

Расчетная сжатая часть сечения показана на рис. 22:

$$F_c = 28 \cdot 64 = 1790\ см^2;$$

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{3y} = 1 + \frac{45}{3 \cdot 59} = 1{,}25;$$

$$N_{пр} = m_{дл}\varphi_1 R F_c \omega = 0{,}96 \cdot 15 \cdot 1790 \cdot 1{,}25 = 32\,200\ кГ.$$

б) Вычисление $N_{пр}^{тр}$ по раскрытию трещин в растянутой зоне сечения производим по формуле (126)

$$N_{\text{пр}}^{\text{тр}} \leqslant \frac{m_{\text{тр}} R_{\text{р.и}} F}{\frac{F(h-y)e_0}{J} - 1}.$$

Согласно табл. 44 для конструкций второй степени надежности (долговечности), т. е. со сроком службы не менее 50 лет (см. п. 2.1.3), $m_{\text{тр}}=2$. По табл. 18 $R_{\text{р.и}}=1{,}2$ *кГ/см*^{2};

$$N_{\text{пр}}^{\text{тр}} = \frac{2 \cdot 1{,}2 \cdot 9230}{\frac{9230(103-59)45}{7{,}65 \cdot 10^6} - 1} = 15800 \text{ кГ}.$$

Таким образом, предельная нагрузка на простенок определяется в данном случае расчетом по раскрытию трещин в растянутой зоне сечения, а не расчетом по несущей способности.

Местное сжатие (смятие)

4.27(4.7). Расчет сечений при местном сжатии (смятии) должен производиться при нагрузках, приложенных к части площади сечения (при опирании на кладку ферм, балок, прогонов, перемычек, панелей перекрытий, колонн и др.).

Несущая способность кладки при местном сжатии определяется с учетом характера распределения давления по площади смятия.

Конструктивные требования к участкам кладки, загруженным местными нагрузками, приводятся в пп. 4.34—4.36 и 4.45—4.48.

Расчет на местное сжатие должен производиться согласно указаниям п. 1.7 с учетом возможного опирания конструктивных элементов (балок, лестничных маршей и др.) в процессе возведения здания на свежую или на оттаивающую зимнюю кладку.

4.28. Расчет сечений при местном сжатии (смятии) в случае распределения нагрузки на части площади сечения производится по формуле

$$N_{\text{см}} \leqslant \mu\nu R_{\text{см}} F_{\text{см}}, \qquad (24)$$

где $N_{\text{см}}$ — величина местной нагрузки;

$R_{\text{см}}$ — расчетное сопротивление кладки при местном сжатии (смятии), определяемое согласно указаниям п. 4.29;

$F_{\text{см}}$ — площадь смятия или сжатия, на которую передается нагрузка;

$\nu = 1{,}5 - 0{,}5\mu$ — для кирпичной и виброкирпичной кладки, а также кладки из сплошных камней или блоков, изготовленных из тяжелого и легкого бетона; $\nu = 1$ — для кладки из пустотелых бетонных камней или сплошных камней и блоков из крупнопористого и ячеистого бетона;

μ — коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки (отношение объема эпюры давления к объему $\sigma_{\max} F_{\text{см}}$, где $\sigma_{\max}$ — максимальная ордината эпюры давления).

При равномерном распределении давления $\mu=1$, при треугольной эпюре давления $\mu=0{,}5$.

Если под опорами изгибаемых элементов не требуется установка распределительных плит, то допускается принимать без специального расчета $\mu\nu=0{,}75$ — для кладок из материалов, указанных в пп. 1 и 2 табл. 35, и $\mu\nu=0{,}5$ — для кладок из материалов, указанных в п. 3 этой же таблицы.

4.29. Расчетное сопротивление кладки при местном сжатии $R_{\text{см}}$ определяется по формуле

$$R_{\text{см}} = \gamma R; \qquad (25)$$

$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{\text{см}}}} \leqslant \gamma_1, \qquad (26)$$

где F — расчетная площадь сечения (см. п. 4.31);

γ_1 — коэффициент, зависящий от материала кладки и места приложения нагрузки, определяемый по табл. 35.

Таблица 35

Коэффициенты γ_1

Материал кладки	γ_1, для нагрузок по схемам		
	рис. 23, *а, в, г, е, и*		рис. 23, *б, д, ж, к*
	местная нагрузка	сумма местной и основной нагрузок	сумма местной и основной нагрузок
1. Сплошной кирпич. Сплошные камни и крупные блоки из тяжелого или легкого бетона марки 50 и выше	2	2	1,2
2. Керамические камни с щелевыми пустотами. Дырчатый кирпич. Кирпичные панели и блоки. Бутобетон	1,5	2	1,2
3. Пустотелые бетонные камни и блоки. Сплошные камни и блоки из бетона марки 35. Камни и блоки из ячеистого бетона. Природные камни (правильной и неправильной формы) и блоки	1,2	1,5	1,0

Примечание. Для кладок всех видов на свежем растворе или на замороженном растворе в период его оттаивания принимаются значения γ_1, указанные в п. 3 настоящей таблицы.

При местной нагрузке, приложенной одновременно сверху и снизу к элементу малой высоты (к полосе), вместо коэффициента γ применяется коэффициент $\gamma_п < \gamma$, определяемый по формуле

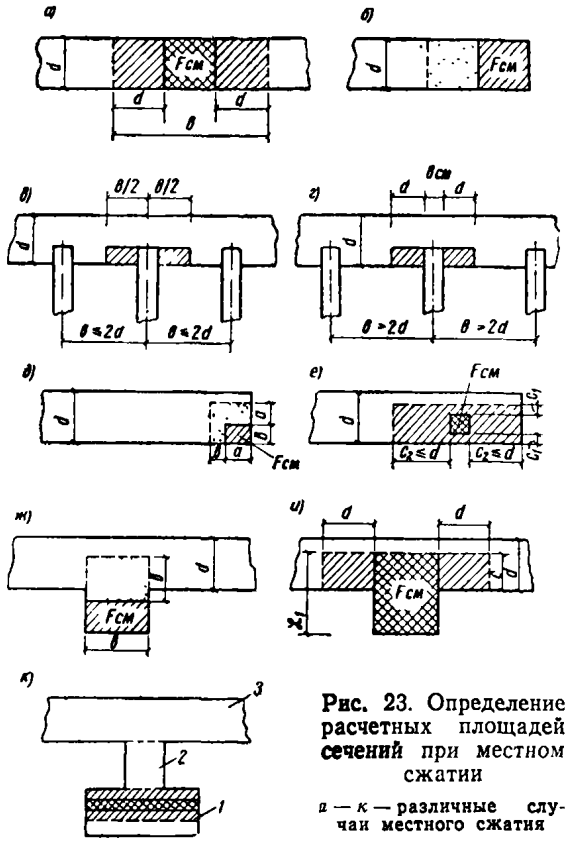


Рис. 23. Определение расчетных площадей сечений при местном сжатии

а — к — различные случаи местного сжатия

$$\gamma_п = 1 + \frac{(\zeta - 3)(\gamma - 1)}{3} \geqslant 1; \qquad (26')$$

$$\zeta = \frac{H}{l_{см}} \leqslant 6,$$

H — высота полосы;

$l_{см}$ — размер площади смятия в направлении длины стены.

При расчете на местное сжатие кладки с сетчатым армированием расчетное сопротивление кладки при местном сжатии $R_{см}$ принимается в формуле (24) большим из двух значений: $R_{см}$ — определяемого по формуле (25) для неармированной кладки или $R_{см} = R_{а.к}$, где $R_{а.к}$ — расчетное сопротивление кладки с сетчатым армированием при осевом сжатии, определяемое по формулам (37) или (38).

4.30. При одновременном действии на площадь смятия местной нагрузки (под концами балок, прогонов и т. п.) и основной нагрузки (вес вышележащей кладки и нагрузка, передающаяся на эту кладку) расчет производится раздельно на местную нагрузку и на сумму местной и основной нагрузок.

При расчете по каждому из этих двух вариантов принимаются разные значения γ_i согласно табл. 35.

При расчете на сумму местной и основной нагрузок следует учитывать только ту часть местной нагрузки, которая будет приложена до загружения площади смятия основной нагрузкой.

Примечание. В случае, когда несущая способность сечения достаточна для восприятия одной лишь местной нагрузки, но недостаточна для восприятия суммы местной и основной нагрузок, допускается конструктивными мероприятиями устранять передачу основной нагрузки на площадь смятия (например, устройством промежутка над концом прогона, балки или перемычки, заполняемого мягкой прокладкой и заделываемого после окончания возведения стены). При этом следует предусмотреть анкеровку концов балок и прогонов в кладке стены и рассчитать опорный узел по ослабленному сечению.

4.31. В расчетную площадь сечения F при местном сжатии включается площадь смятия $F_{см}$ и участок рассматриваемого сечения по приведенным ниже указаниям. При наличии нескольких местных нагрузок расчетные площади сечения ограничиваются, кроме того, линиями, проходящими через середину расстояний между двумя соседними нагрузками. При расчете на местную краевую нагрузку всегда принимается $F = F_{см}$, вследствие чего $\gamma = 1$. При расчете на сумму местной краевой и основной нагрузок площадь F принимается больше $F_{см}$.

Расчетная площадь сечения F определяется по следующим правилам:

а) при местной нагрузке по всей толщине стены в расчетную площадь включается участок длиной не более толщины стены в каждую сторону от границы местной нагрузки (рис. 23, *а*);

б) при расчете на местную краевую нагрузку, приложенную по всей толщине стены, расчетная площадь сечения равна площади местного смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузки принимается расчетная площадь, указанная на рис. 23, *б* пунктиром;

в) при местной нагрузке в местах опирания концов прогонов и балок в расчетную площадь сечения включается площадь сечения стены шириной, равной глубине заделки опорного участка прогона или балки и длиной не более расстояния между осями двух соседних пролетов между балками (рис. 23, *в*); если расстояние между балками превышает двойную толщину стены, длина расчетной площади сечения определяется как

сумма ширины балки $b_{см}$ и удвоенной толщины стены d (рис. 23, *г*);

г) при расчете на местную краевую нагрузку, приложенную к угловому участку, расчетная площадь сечения равна площади местного смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузки принимается расчетная площадь, указанная на рис. 23, *д* пунктиром;

д) при местной нагрузке, приложенной на части длины и ширины сечения, расчетная площадь принимается согласно рис. 23, *е*. Если эта нагрузка приложена вблизи от края сечения, то при расчете на сумму местной и основной нагрузки принимается расчетная площадь сечения, не меньшая, чем определяемая по указаниям п. «г», для случая приложения той же нагрузки к угловому участку стены;

е) при расчете на местную краевую нагрузку, расположенную в пределах ребра стены или простенка таврового сечения, расчетная площадь равна площади местного смятия, а при расчете на сумму местной и основной нагрузки принимается расчетная площадь, указанная на рис. 23, *ж* пунктиром;

ж) при местной нагрузке, расположенной в пределах ребра и части полки стены или простенка таврового сечения (например, при опирании на стену с пилястрой распределительной плиты под концом фермы или балки покрытия и т. п.), увеличение расчетной площади по сравнению с площадью смятия разрешается учитывать только для нагрузки, равнодействующая которой приложена в пределах полки (стены) или же в пределах ребра (пилястры) с эксцентриситетом $e > 1/6\, L_1$ в сторону полки (где L_1 — длина площади смятия; e — эксцентриситет по отношению к оси площади смятия, например к оси распределительной плиты). При этом опорная плита должна быть достаточно жесткой, чтобы обеспечить необходимое распределение давления. В этих случаях в расчетную площадь сечения включается, кроме площади местного сжатия, часть площади сечения полки шириной c, равной глубине заделки опорной плиты в кладку стены и длиной в каждую сторону от края плиты не более толщины стены (рис. 23, *и*);

и) если сечение имеет сложную форму, не допускается учитывать в расчетной площади участки сечения, связь которых с загруженным участком недостаточна для перераспределения давления (например, участки *2* и *3* на рис. 23, *к*).

4.32. При опирании на край кладки изгибаемых элементов (балок, прогонов и т. п.) без распределительных плит при определении площади смятия $F_{см}$ расчетная длина опорного участка элемента должна приниматься не более 20 *см*, независимо от результатов расчета и фактической длины этого участка.

Это же ограничение должно применяться и при наличии распределительной плиты, если возможен ее поворот совместно с концом опирающегося на плиту элемента; в этом случае плита обеспечивает распределение нагрузки только по своей ширине, но не по длине.

Указания настоящего пункта не распространяются на расчет опор висячих стен (балок-стенок), который производится согласно п. 10.9.

4.33. Кроме расчета на местное сжатие опорный узел должен быть рассчитан на осевое сжатие по указаниям раздела 7.

Если зона местного сжатия усилена (например, сетками), то сечение, расположенное непосредственно под этой зоной, должно быть проверено на внецентренное сжатие. Расчетную ширину этого сечения следует определять, учитывая распределение местной нагрузки, по данным табл. 36. При этом эпюры напряжений, приведенные в таблице, заменяются эквивалентными по площади эпюрами равномерно распределенных напряжений (так как при расчете на внецентренное сжатие распределение напряжений по ширине сечения принимается равномерным).

Расчетная ширина сечения определяется по формуле

$$b_{расч} = \frac{\omega}{\sigma_0}, \qquad (27)$$

где ω и σ_0 — площадь эпюры напряжений и максимальное напряжение по табл. 36, в уровне рассчитываемого сечения.

4.34. При необходимости повышения несущей способности опорного участка кладки при местном сжатии могут применяться следующие конструктивные мероприятия:

а) сетчатое армирование опорного участка кладки;

б) опорные распределительные плиты;

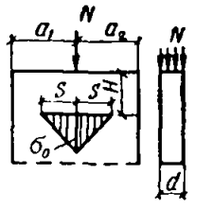
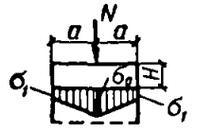
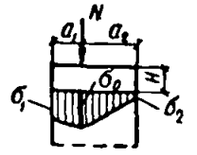
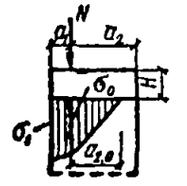
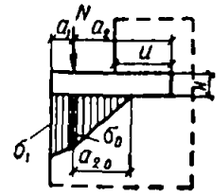
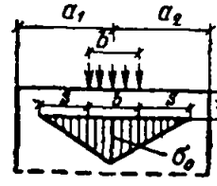
в) распределительные пояса при покрытиях больших пролетов, особенно в зданиях с массовым скоплением людей (кинотеатры, залы клубов, спортзалы и т. п.);

г) устройство пилястр; повышение несущей способности в этом случае, при наличии распределительной плиты или пояса, может быть получено увеличением ширины пилястры;

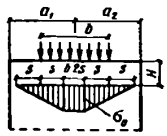
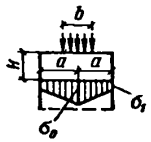
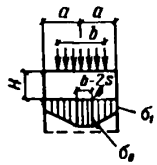
е) комплексные конструкции (железобе-

Таблица 36

Эпюры нормальных напряжений от местных нагрузок

Схема приложения нагрузки и распределения напряжений	Формулы применимы в сечениях, где	Напряжения σ_0 и σ_i
1. 	a_1 и a_2 больше $s=\frac{\pi H}{2}$	$\sigma_0 = 0{,}64\,\frac{N}{Hd}$
2. 	$a<s$	$\sigma_0 = \frac{N}{2ad}\left(1+0{,}41\,\frac{a^2}{H^2}\right)$ $\sigma_1 = \frac{N}{2ad}\left(1-0{,}41\,\frac{a^2}{H^2}\right)$
3. 	$a_1<s$ $a_1 \geqslant \frac{a_2}{2}$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0d}\left(1+0{,}41\,\frac{a_0^2}{H^2}\right)$ $\sigma_1 = \frac{2Na_2}{(a_1+a_2)\,a_1d} - \frac{\sigma_0\,(a_1+a_2)}{2a_1}$ $\sigma_2 = \frac{2Na_1}{(a_1+a_2)\,a_2d} - \frac{\sigma_0\,(a_1+a_2)}{2a_2}$ $a_0 = \frac{(a_1+a_2)^4}{8\left(a_1^3+a_2^3\right)}$
4. 	$a_1<s$ $a_1 < \frac{a_2}{2}$ $a_{2,0}<a_2$	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0d}\left(1+0{,}41\cdot\frac{a_0^2}{H^2}\right)$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1d} - \frac{\sigma_0\left(a_1+a_{2,0}\right)}{a_1}$ $a_0 = 1{,}125a_1$ $a_{2,0} = \sqrt{\frac{4Na_1}{\sigma_0 d}} - a_1$
5. 	$a_1<s$ $\quad a_2\geqslant s$ $a_1<\frac{a_2}{2}$ $\quad a_{2,0}<a_2$ для затвердевшей кладки: $u\geqslant 12$ см $>H$ для свежей или оттаявшей кладки: $u\geqslant 24$ см $\geqslant 2H$ Нагрузка q погашает растягивающие напряжения под плитой	$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0d}\left(1+0{,}41\,\frac{a_0^2}{H^2}\right)$ $\sigma_1 = \frac{2N}{a_1d} - \frac{\sigma_0\,(a_1+s_0)}{a_1}$ $a_0 = 0{,}15s+0{,}85a_1$ $s_0 = 0{,}4a+0{,}6s$
6. 	a_1 и a_2 больше $s+b/2$ и одновременно $b<2s$	$\sigma_0 = \frac{q}{d}\cdot\frac{2}{1+\frac{\pi H}{b}}$ $q = \frac{N}{b}$

Продолжение табл. 36

Схема приложения нагрузки и распределения напряжений	Формулы применимы в сечениях, где	Напряжения σ_0 и σ_i
7. 	a_1 и a_2 больше $s+b/2$ и одновременно $b>2s$	$\sigma_0=\frac{q}{d}$
8. 	$a<s+\frac{b}{2}$ и одновременно $b<2s$	$\sigma_0=\frac{qb}{2ad}(1+\beta^2)$ $\sigma_1=\frac{qb}{2ad}(1-\beta^2);$ $\beta=\frac{2a}{\pi H+b}$
9. 	$a<s+\frac{b}{2}$ и одновременно $b<2s$	$\sigma_0=\frac{q}{d}\left[1+\frac{(b+2s-2a)^2}{16as}\right]$ $\sigma_1=\frac{q}{d}\cdot\frac{(b+2s)^2-4a^2}{16as}$

Примечание. q — нагрузка в *кГ/см*;
d — толщина элемента.

тонные колонны, забетонированные в кирпичной или каменной кладке).

4.35(6.29). Армирование сетками при местном сжатии должно применяться в следующих случаях:

а) при местных краевых нагрузках, превышающих 80% расчетной несущей способности кладки при местном сжатии под концом балки или под распределительной плитой, следует предусматривать армирование опорного участка кладки сетками, уложенными не менее чем в трех верхних горизонтальных швах.

Сетки должны иметь размеры ячеек не более чем 100×100 *мм* и диаметр стержней не менее 4 *мм*. Сетки должны быть уложены по всей толщине стены и связывать загруженный участок кладки с остальной частью стены. Арматура этих сеток может быть учтена при расчете на растяжение по указаниям п. 4.42;

б) при передаче больших местных нагрузок на пилястры (например, при опирании ферм и балок покрытий) сетками армируется участок кладки в пределах 1—1,2 *м* ниже распределительной плиты. Сетки должны связывать опорные участки пилястр с основной частью стены.

Длина и ширина сеток должны превышать соответствующие размеры опорного устройства не менее чем на 30 *см* в каждую сторону (или ограничиваться краем кладки).

Если нагрузка превышает расчетную несущую способность неармированной кладки при местном сжатии в сечении под элементом, создающим местную нагрузку (концом балки, опорной плитой и т. п.), то размеры ячеек сеток, диаметры стержней и расстояния между сетками определяются расчетом.

Если предусматривается заделка конца прогона в кладку пилястр, то кладка над концом прогона также должна быть армирована сетками, соответствующими требованиям настоящего пункта, через 2 ряда кладки на высоту, равную удвоенной глубине заделки конца прогона.

4.36(6.27). В местах приложения местных нагрузок в случаях, когда это требуется по расчету, следует предусматривать укладку распределительных плит толщиной, кратной толщине рядов кладки, но не менее 14 *см*,

и армированных по расчету двумя сетками с общим количеством арматуры не менее 0,5% в каждом направлении.

При краевом опорном давлении однопролетных балок, прогонов, ферм и т. п. более 10 *т* укладка опорных распределительных плит (или поясов) является обязательной, также и в том случае, если это не требуется по расчету. При таких нагрузках толщину распределительных плит следует принимать не менее 22 *см*.

4.37. При расчете сечений кладки, расположенных под распределительной плитой, нагрузка на плиту от установленной на нее балки (фермы и т. п.) без фиксирующей прокладки принимается в виде сосредоточенной силы, равной опорной реакции опирающегося на плиту элемента. Точка приложения силы принимается на расстоянии $^1/_3\, l_1$, но не более 7 *см* от внутреннего края плиты (рис. 24, *а*).

При наличии прокладки, фиксирующей положение опорного давления, расстояние от точки приложения сосредоточенной силы до внутреннего края прокладки определяется по указаниям настоящего пункта, причем в этом случае l_1 — длина прокладки (рис. 24, *б*).

4.38. Если нагрузка передается на кладку через распределительные устройства (например, через железобетонную или металлическую плиту), эти устройства в расчетной схеме заменяются поясом кладки (или столбом), имеющим размеры в плане те же, что и распределительные устройства с эквивалентной по жесткости высотой, вычисленной по формуле

$$H_{экв} = 2\sqrt[3]{\frac{E_p J_p}{Ed}}, \qquad (28)$$

где $E_р$ — модуль упругости материала распределительного устройства (для железобетонных распределительных устройств $E_р = 0{,}85E_б$);

$E_б$ — начальный модуль упругости бетона;

$J_р$ — момент инерции распределительного устройства;

E — модуль упругости кладки, принимаемый $E = 0{,}5\, E_0$;

d — размер распределительного устройства в направлении, перпендикулярном направлению распределения.

4.39. Напряжения в кладке под распределительными устройствами определяются по формулам, приведенным в табл. 36.

В этих формулах s — радиус влияния местной нагрузки, равный

$$s = \frac{\pi H}{2j} = 1{,}57H, \qquad (29)$$

где H — расстояние от уровня, в котором приложена местная нагрузка, до рассчитываемого сечения.

При расчете сечения под распределительным устройством $H = H_{экв}$, а в расположенных ниже сечениях $H = H_{экв} + H_1$, где H_1 — расстояние от нижней поверхности распределительного устройства до рассчитываемого сечения.

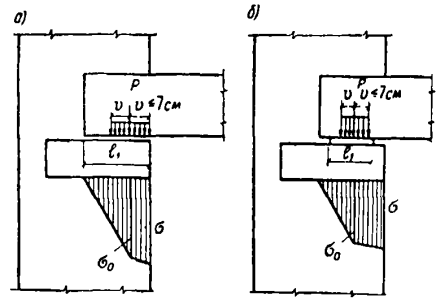


Рис. 24. Схема нагрузок и напряжения при расчете опорной плиты

а — опирание балки без фиксирующей прокладки; *б* — опирание балки с прокладкой

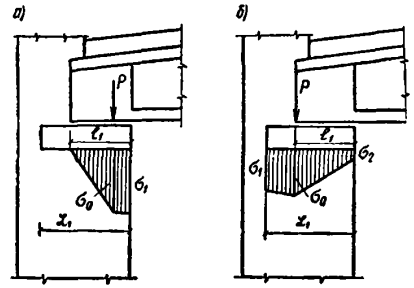


Рис. 25. Расчетная схема узла опирания балки на кладку

а — нагрузка и напряжения при расчете кладки на местное сжатие под опорной плитой; *б* — нагрузка и напряжения при определении длины опорной плиты

4.40. Если к распределительному устройству приложено несколько сосредоточенных и распределенных местных нагрузок, эпюры напряжений по его подошве могут быть определены как сумма эпюр, соответствующих каждой из этих нагрузок. Распределенные нагрузки могут заменяться несколькими эквивалентными по величине сосредоточенными силами. Если для этих нагрузок в табл. 36 не приведены соответствующие расчетные формулы, то напряжения под распределительными уст-

ройствами могут определяться методами теории упругости.

4.41. Размеры распределительного устройства (или размеры основания конструкции, создающей местную нагрузку) должны выбираться такими, чтобы выполнялось условие

$$\sigma_{max} \leqslant 0{,}8\gamma\overline{R}. \qquad (30)$$

Длина распределительной плиты (если она не ограничена размерами сечения кладки) должна быть больше длины опорного конца балки l_1, установленной на плиту без фиксирующей прокладки. Для определения необходимой длины распределительной плиты L_1 принимается, что равнодействующая давления от конца балки на плиту приложена непосредственно на торце балки (рис. 25, *б*). Этим учитывается возможность, например, неравномерной осадки опор. С учетом места расположения равнодействующей этого давления по формулам, приведенным в табл. 36, определяется эпюра давления от распределительной плиты на кладку. При этом величина ординаты эпюры давления σ_1 (рис. 25, *б*) на краю распределительной плиты, примыкающей к незагруженной части кладки, не должна превышать расчетного сопротивления кладки сжатию R. Если по конструктивным соображениям длина опорной плиты не может быть увеличена, то необходимо увеличить ее ширину.

4.42. В верхней зоне кладки, примыкающей к распределительной плите, расположенной на краю стены, возникают большие горизонтальные растягивающие напряжения. С точностью, достаточной для практических расчетов, эпюра растягивающих напряжений может быть представлена в виде треугольника с максимальной ординатой в уровне приложения местной нагрузки (рис. 26). Высота растянутой зоны равна $1{,}5a$ (где a — длина загруженного участка кладки).

Величина равнодействующей растягивающих усилий, приложенная на расстоянии $0{,}5a$ ниже сечения, загруженного местной нагрузкой, составляет $Q=0{,}3P$ (где P — равнодействующая местной нагрузки).

Величина наибольшей ординаты эпюры растягивающих напряжений неармированной кладки должна удовлетворять условию

$$\sigma_{p\,max} \leqslant 0{,}8\gamma\overline{R}_{р.и}, \qquad (31)$$

где γ — определяется по формуле (26);

$\overline{R}_{р.и}$ — предел прочности кладки на растяжение при изгибе, равный $\overline{R}_{р.и}=kR_{р.и}$ $k=2{,}25$;

$R_{р.и}$ — расчетное сопротивление растяжению при изгибе по табл. 18.

Если условие (31) не удовлетворяется, то горизонтальное усилие должно быть воспринято арматурой, распределенной в швах кладки в пределах растянутой зоны, указанной на рис. 26.

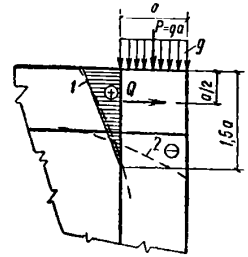


Рис. 26. Напряжения в кладке, возникающие при местном сжатии

1 — эпюра растягивающих напряжений; *2* — эпюра сжимающих напряжений

Примечание. При опирании балок и ферм на стены и столбы, изгиб или смещение которых в направлении продольной оси балки ограничены, расчет опор следует производить с учетом температурно-влажностных деформаций этих балок и стен. Для этого расчета могут быть применены указания приложения 9. При этом горизонтальные усилия должны быть восприняты, при необходимости, арматурой.

4.43. Распределительная плита должна быть рассчитана на местное сжатие, изгиб и скалывание при действии местной нагрузки, приложенной сверху, и реактивного давления кладки снизу. Расчет распределительной плиты производится на нагрузку, указанную в п. 4.37. При этом сосредоточенная сила заменяется равномерно распределенной по площади смятия, имеющей ширину b опорного участка изгибаемого элемента и длину, равную $2V$, где V — расстояние от внутреннего края плиты до оси нагрузки (рис. 24).

4.44. Неразрезные распределительные устройства (например, железобетонные пояса) рассчитываются как балки на упругом основании. Армирование железобетонных распределительных устройств производится в соответствии с главой СНиП II-В.1-62*.

4.45. В случае очень сложных узлов опирания (например, при опирании на стену или столб прогонов, балок и плит в нескольких направлениях, в одном или близким уровнях), расчет которых может быть выполнен лишь ориентировочно, должны применяться конструктивные мероприятия, повышающие надежность опорного узла (например, по указаниям п. 4.34), или узел должен быть замоноличен.

Опирание кирпичного столба вышележащего этажа на незамоноличенный сложный узел следует производить при больших на-

грузках через железобетонную прокладную плиту, отвечающую требованиям п. 4.36.

4.46(6.28). При опирании ферм, балок покрытий, подкрановых балок и т. п. на пилястры следует предусматривать связь распределительных плит на опорном участке кладки с основной стеной (рис. 27). Выполнение кладки, расположенной над плитами, следует предусматривать непосредственно после установки плит. Предусматривать установку плит в борозды, оставляемые при кладке стен, не допускается.

4.47. Фиксирующая прокладка должна быть закреплена на поверхности плиты при помощи анкеров, выпущенных из плиты. Внутренний край прокладки должен отстоять от края опорной плиты не менее чем на 100 *мм*.

4.48(6.26). Под опорными участками элементов, передающих местные нагрузки на кладку, следует предусматривать слой раствора толщиной не более 15 *мм*; установка этих элементов или же распределительных плит на кладку «насухо» запрещается.

Кладка стен под опорами на высоту не менее 10 рядов должна иметь цепную перевязку во всех рядах как в продольном, так и в поперечном направлении, а кладка столбов или пилястр — цепную или четырехрядную (системы Л. И. Онищика).

Изгиб

4.49.(4.8). Расчет изгибаемых неармированных элементов следует производить по формуле

$$M \leqslant R_{р.и} W, \qquad (32)\ (13)$$

где M — расчетный изгибающий момент;
W — момент сопротивления сечения кладки при упругой ее работе;
$R_{р.и}$ — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению (см. табл. 18—19).

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

4.50(4.9). Расчет изгибаемых элементов на поперечную силу следует производить по формуле

$$Q \leqslant R_{гл} bz, \qquad (33)\ (14)$$

где Q — расчетная поперечная сила;
$R_{гл}$ — расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе (см. таб. 18—19);

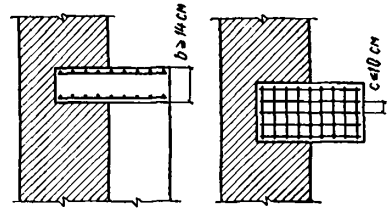


Рис. 27. Схема установки и армирования железобетонной опорной плиты

b — ширина сечения;
z — плечо внутренней пары сил; для прямоугольного сечения

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

Срез

4.51(4.10). Расчет неармированной кладки на срез производится по формуле

$$Q \leqslant (R_{ср} + 0{,}8\, nf\sigma_0) F, \qquad (34)\ (15)$$

где $R_{ср}$ — расчетное сопротивление срезу (см. табл. 18—20);
f — коэффициент трения по шву кладки, принимаемый для кладки из кирпича и камней правильной формы равным 0,7;
σ_0 — среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной продольной нагрузке, определяемой с коэффициентом перегрузки 0,9;
n — коэффициент, принимаемый равным 1,0 для кладки из сплошного кирпича и камней и равным 0,5 для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами;
F — расчетная площадь сечения.

Устойчивость положения

4.52. При расчете стен в процессе их возведения, а также сооружений, не имеющих верхней горизонтальной опоры (например, промышленных дымовых труб, подпорных стен и т. п.), кроме расчета на прочность и трещиностойкость необходима проверка на устойчивость положения стены или сооруже-

ния. Это относится к сечениям, в которых не могут быть восприняты растягивающие усилия, как, например, в уровне опирания фундамента на грунт, стены — на гидроизоляционный слой и т. п.

Расчет имеет целью предупредить опрокидывание конструкции при очень малой продольной и значительной поперечной силе. В этом случае опрокидывание может произойти при обмятии или незначительном выкрашивании одной лишь кромки сечения.

Устойчивость положения стены обеспечивается, если равнодействующая горизонтальных и вертикальных сил находится в пределах сечения на достаточном расстоянии от его сжатого края, т. е. при ограничении величины эксцентриситета. Расчет производится по формуле

$$e_0 = \frac{M}{N} \leqslant m_1 y, \qquad (35)$$

где M — момент от расчетной поперечной нагрузки и внецентренного приложения нормальной силы;

N — нормальная сила от расчетного собственного веса элемента, вычисленного с учетом коэффициента перегрузки 0,9;

m_1 — коэффициент, принимаемый для стен в стадии их возведения и свободно стоящих стен равным $m_1 = 0{,}9$, а для сооружений — по специальным указаниям;

y — расстояние от центра тяжести элемента до края сечения в сторону эксцентриситета.

Пример 4. Расчет на местное сжатие кладки под опорным участком балки покрытия. Рассчитать и законструировать опоры для двускатных балок покрытия над одноэтажным промышленным зданием пролетом 15 *м*. Балки опираются на наружные стены с пилястрами, шаг — 6 *м*. Стены толщиной 38 *см* возводятся из кирпича марки 75 на растворе марки 50, сечение пилястр 39×51 *см* (рис. 28). Учитывая, что монтаж покрытия может быть произведен через 7—10 суток после возведения кладки, принимаем прочность раствора с коэффициентом 0,5 (табл. 6), т. е. марку 25. Вертикальная расчетная нагрузка на опору составляет 25 *т*. Балки опираются на кладку через железобетонные распределительные плиты, расположенные по всему сечению пилястр и на части сечения наружной стены.

Принимаем предварительные размеры опорной плиты: ширину, равную ширине пилястры, длину 64 *см* и высоту 22 *см*. Армирование плиты производим в соответствии с требованиями п. 4.36.

Балка на опорную плиту опирается через фиксирующую прокладку, размеры которой определяются из условия местного смятия бетона плиты.

Наиболее благоприятное распределение напряжений под опорной плитой будет при размещении фиксирующей прокладки по центральным осям опорной плиты. В этом случае коэффициент неравномерности распределения напряжений под опорной плитой будет определяться в основном жесткостью этой плиты.

Напряжения вдоль оси опорной плиты, перпендикулярной оси стены, определяем по формулам табл. 36, п. 2 (рис. 28, *а*):

$a = 32$ *см*; $d = 51$ *см*;

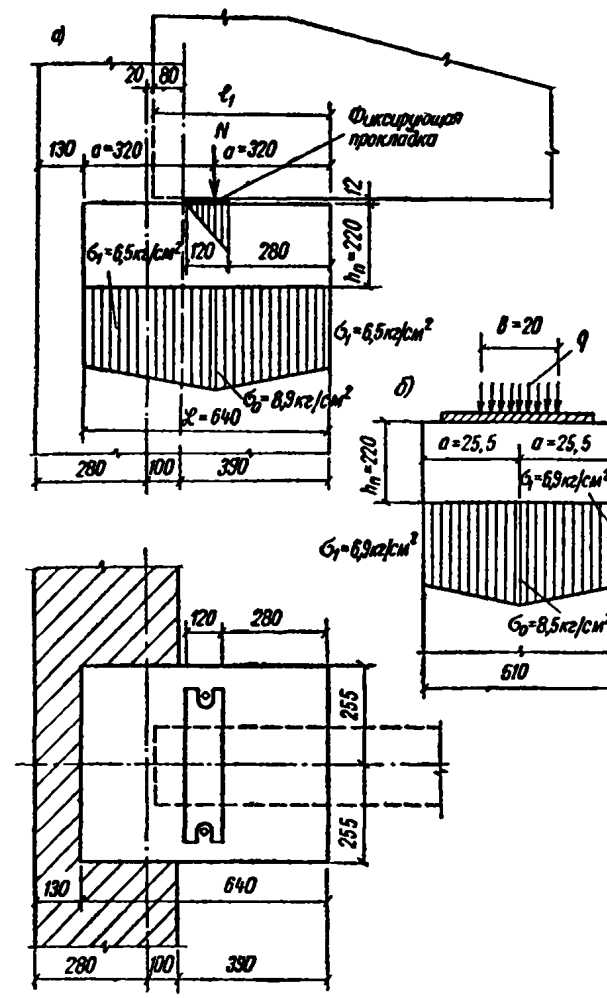


Рис. 28 а — Схема узла опирания балки на стену с пилястрой и распределение напряжений в кладке под опорной плитой в направлении оси балки
б — Схема узла опирания балки на стену с пилястрой и распределение напряжений в кладке под опорной плитой в поперечном направлении

$$E_p = 0{,}85 \cdot E_б = 0{,}85 \cdot 265\,000 = 225\,000 \ кГ/см^2;$$

$$J_p = \frac{bh^3}{12} = \frac{51 \cdot 22^3}{12} = 45\,254 \ см^4;$$

$$E = 0{,}5\,E_0 = 0{,}5\,\alpha\overline{R} = 0{,}5 \cdot 1000 \cdot 22 = 11\,000 \ кГ/см^2;$$

$$H = H_{экв} = 2\sqrt[3]{\frac{E_p J_p}{Ed}} = 2\sqrt[3]{\frac{225\,000 \cdot 45\,254}{11\,000 \cdot 51}} = 52 \ см;$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{2ad}\left(1 + 0{,}41\frac{a^2}{h^2}\right) = \frac{25\,000}{2\cdot 32\cdot 51}\left(1 + 0{,}41\frac{32^2}{52^2}\right) = 8{,}9\ кГ/см^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{2ad}\left(1 - 0{,}41\frac{a^2}{h^2}\right) = \frac{25\,000}{2\cdot 32\cdot 51}\left(1 - 0{,}41\frac{32^2}{52^2}\right) = 6{,}5\ кГ/см^2.$$

Определяем μ_1, учитывая, что объем эпюры давления равен N:

$$\mu_1 = \frac{N}{\sigma_{max} F_{см}} = \frac{25\,000}{8{,}9\cdot 51\cdot 64} = 0{,}86.$$

Напряжения вдоль оси опорной плиты, параллельной оси стены, определяем по табл. 36 п. 8 (рис. 28, *б*):

$$q = \frac{N}{b} = \frac{25000}{20} = 1250\ кГ/см;$$

$b = 20$ *см*; $d_1 = 64$ *см*; $a = 25{,}5$ *см*. По формуле (28) находим: $H_{экв} = 45$ *см*;

$$\beta = \frac{2a}{\pi H + b} = \frac{2\cdot 25{,}5}{3{,}14\cdot 45 + 20} = 0{,}32;$$

$$\sigma_0 = \frac{qb}{2ad}(1+\beta^2) = \frac{1250\cdot 20}{2\cdot 25{,}5\cdot 6{,}4}(1+0{,}32^2) = 8{,}5\ кГ/см^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{qb}{2ad}(1-\beta^2) = \frac{1250\cdot 20}{2\cdot 25{,}5\cdot 6{,}4}(1-0{,}32^2) = 6{,}9\ кГ/см^2$$

$\sigma_1 = 6{,}9\ кГ/см^2 < R = 11\ кГ/см^2$ (соответствует требованиям п. 4.41);

$$\mu_2 = \frac{N}{\sigma_{max} F_{см}} = \frac{25\,000}{8{,}5\cdot 51\cdot 64} = 0{,}9;$$

$$\mu = \mu_1\mu_2 = 0{,}86\cdot 0{,}9 = 0{,}77.$$

Расчетную несущую способность опоры определяем в соответствии с формулой (24)

$$\nu = 1{,}5 - 0{,}5\mu = 1{,}5 - 0{,}5\cdot 0{,}77 = 1{,}12;$$

$\mu\nu = 0{,}77\cdot 1{,}12 = 0{,}86$;
$\gamma = 1$ (см. п. 4.31 «ж» и табл. 35);
$R_{см} = \gamma R = 1\cdot 11 = 11\ кг/см^2$;
$F_{см} = 51\cdot 64 = 3260\ см^2$;
$N_{см} = \mu\nu R_{см} F_{см} = 0{,}86\cdot 11\cdot 3260 = 30\,800\ кг > N = 25\,000\ кг$.

Кирпичную кладку под опорной плитой армируем в соответствии с требованиями пп. 4.35 и 4.42. Величина равнодействующей растягивающих усилий

$$Q = 0{,}3N = 0{,}3\cdot 25\,000 = 7500\ кг.$$

Для восприятия этих усилий укладываем в соответствии с эпюрой напряжений (рис. 26) сетки из проволоки диаметром 5 *мм* с ячейкой 70×70 *мм* в 1, 2, 4, 8 и 12 швах кладки, считая от низа опорной плиты.

При опирании конструкций покрытия на свежую кладку или кладку в стадии оттаивания необходимо производить проверку расчетом несущей способности опоры в этих условиях. Повышение прочности зимней кладки может быть получено применением противоморозных химических добавок.

Пример 5. Расчет на местное сжатие кладки под опорными участками железобетонных прогонов. Рассчитать и законструировать опоры для железобетонных прогонов междуэтажного перекрытия на кирпичные стены, возведенные способом замораживания, в стадии оттаивания, для двух вариантов расчетной нагрузки: а) 2,2 *т* и б) 4,5 *т*. Толщина стены 51 *см*. Глубина заделки прогонов в стену $l_1 = 25$ *см*, ширина прогона 16 *см*. Кладка возведена из кирпича марки 75 на растворе марки 50.

В соответствии с табл. 10 расчетное сопротивление кладки на растворе марки 2 (в стадии оттаивания) составит 6 $кГ/см^2$.

Расчетную несущую способность кладки при местном сжатии под концом прогона определяем в соответствии с формулой (24)

$$\mu\nu = 0{,}75;$$

$$F_{см} = 16\cdot 20 = 320\ см^2;$$

$$F = (51\cdot 2 + 16)20 = 2360\ см^2;$$

$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} = \sqrt[3]{\frac{2360}{320}} = 1{,}95 > \gamma_1 = 1{,}2\ (\text{см. примечание к табл. 35}).$$

Принимаем $\gamma = 1{,}2$;

$$R_{см} = \gamma R = 1{,}2\cdot 6 = 7{,}2\ кГ/см^2;$$

$$N_{см} = \mu\nu R_{см} F_{см} = 0{,}75\cdot 7{,}2\cdot 320 = 1730\ кГ = 1{,}73\ т.$$

а) Нагрузка $N = 2{,}2$ *т* больше $N_{см} = 1{,}73$ *т*, следовательно, кладку необходимо армировать в соответствии с п. 4.35б или установить опорную плиту. Учитывая, что нагрузка N немного превышает несущую способность кладки при местном сжатии, кладку достаточно армировать сетками из арматуры диаметром 4 *мм* с ячейками 100×100 *мм*. Ширина сеток принимается 53 *см*, длина 80 *см*. В трех верхних швах кладки под концом балки сетки располагаются в каждом шве, и далее, на высоте 0,9—1 *м* от балки — через 3 ряда кладки.

Процент армирования верхней зоны составит

$$p = \frac{2fa}{cs}100 = \frac{2\cdot 0{,}126\cdot 100}{7{,}5\cdot 10} = 0{,}34\%.$$

Расчетное сопротивление армированной кладки с учетом коэффициента $m_a' = 0{,}5$ (табл. 73).

$$R_{а.к} = R + \frac{2pm_a' R_a}{100}\frac{R}{R_{50}} = 6 + \frac{2\cdot 0{,}34\cdot 0{,}5\cdot 2000}{100}\frac{6}{13} = 9{,}1\ кГ/см^2 < 1{,}8R;$$

$$R_{а.к} = 9{,}1\ кГ/см^2 > R_{см} = 7{,}2\ кГ/см^2.$$

В соответствии с п. 4.29 принимаем в формуле (24) $R_{см} = R_{а.к}$

$$N_{см} = \mu\nu R_{а.к} F_{см} = 0{,}75\cdot 9{,}1\cdot 320 = 2180\ кг \approx 2{,}2\ т.$$

Указанная арматура соответствует также и требованиям п. 4.42.

б) Нагрузка 4,5 *т* значительно больше $N_{см} = 1{,}73$ *т*, следовательно необходимо балку устанавливать на распределительное устройство, например на железобетонную опорную плиту.

Принимаем, предварительно, опорную плиту с размерами в плане 38×38 *см*, высотой 14 *см* и армированием двумя сетками из арматуры диаметром 6 *мм* с ячейками 80×80 *мм* (см. п. 4.36).

Расчетную несущую способность кладки при местном сжатии определяем в соответствии с формулой (24):

$\mu\nu = 0{,}75$;

$F_{см} = 20\cdot 38 = 760\ см^2$ (принимаем расчетную длину опорной плиты 20 *см*, так как не выполняются требования п. 5 табл. 36 и п. 4.32).

$$F = (2\cdot 51 + 38)20 = 2800\ см^2;$$

$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} = \sqrt[3]{\frac{2800}{760}} = 1{,}55 > \gamma_1 = 1{,}2 \text{ (см. примечание к табл. 35)}.$$

Принимаем $\gamma = 1{,}2$;

$$R_{см} = \gamma R = 1{,}2 \cdot 6 = 7{,}2 \ кГ/см^2;$$

$$N_{см} = \mu\nu R_{см} F_{см} = 0{,}75 \cdot 7{,}2 \cdot 760 = 4100 \ кГ = 4{,}1 \ т < N = 4{,}5 \ т.$$

В соответствии с п. 4.35б кладку под опорной плитой следует армировать конструктивно или по расчету на высоту не менее 1,2 *м*.

Принимаем армирование кладки сетками из арматуры диаметром 4 *мм* с ячейкой 50×50 *мм* через 2 ряда кладки. Размеры сетки в плане: длина 100 *см*, ширина 53 *см*.

$$p = 0{,}34\%; \ R_{а.к} = 9{,}1 \ кГ/см^2 > R_{см} = 7{,}2 \ кГ/см^2;$$

$$N_{см} = \mu\nu R_{а.к} F_{см} = 0{,}75 \cdot 9{,}1 \cdot 760 = 5200 \ кГ > N = 4500 \ кГ.$$

Временное повышение несущей способности опоры в период оттаивания кладки возможно также путем установки деревянных стоек под концы прогонов (на всех этажах). Об этом должна быть соответствующая запись в проекте. Более правильно применять противоморозные химические добавки.

Проверяем, достаточна ли глубина заделки (длина) опорной плиты. В соответствии с п. 4.41 производим расчет напряжений под опорной плитой при действии сосредоточенной нагрузки, приложенной на конце (торце) балки (рис. 25, *б*).

По формуле (28) определяем высоту пояса кладки, эквивалентную по жесткости железобетонной плите

$$E_p = 0{,}85 \ E_б = 0{,}85 \cdot 265\,000 = 225\,000 \ кГ/см^2;$$

$$\bar{J}_p = \frac{bh^3}{12} = \frac{38 \cdot 14^3}{12} = 8680 \ см^4;$$

$$E = 0{,}5 \ E_0 = 0{,}5 \, \alpha \bar{R} = 0{,}5 \cdot 350 \cdot 12 = 2100 \ кГ/см^2;$$

$$d = b = 38 \ см;$$

$$H_{экв} = 2\sqrt[3]{\frac{E_p J_p}{Ed}} = 2\sqrt[3]{\frac{225\,000 \cdot 8680}{2100 \cdot 38}} \approx 57 \ см.$$

По формулам (табл. 36 п. 3) определяем распределение напряжений в кладке под опорной плитой при действии сосредоточенной нагрузки на торце балки (рис. 25, *б*)

$$a_2 = l_1 = 25 \ см; \ d_1 = L_1 - a_2 = 38 - 25 = 13 \ см;$$

$$a_0 = 1{,}125 \ a_1 = 1{,}125 \cdot 13 = 14{,}6 \ см;$$

$$h = 57 \ см;$$

$$d = b = 38 \ см;$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{2a_0 d}\left(1 + 0{,}41\,\frac{a_0^2}{h^2}\right) = \frac{4500}{2 \cdot 14{,}6 \cdot 38}\left(1 + 0{,}41\,\frac{(14{,}6)^2}{57^2}\right) = 4{,}16 \ кГ/см^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{2Na_2}{(a_1 + a_2)a_1 d} - \frac{\sigma_0 (a_1 + a_2)}{2a_1} = \frac{2 \cdot 4500 \cdot 25}{(13 + 25) \cdot 13 \cdot 38} - \frac{4{,}16\,(13 + 25)}{2 \cdot 13} = 5{,}9 \ кГ/см^2.$$

В соответствии с п. 4.41 величина ординаты эпюры напряжений σ_1 не должна превышать расчетного сопротивления кладки сжатию R. В рассматриваемом примере $\sigma_1 = 5{,}9 \ кГ/см^2$ меньше $R = 6 \ кГ/см^2$, следовательно длина опорной плиты достаточна.

Аналогичный расчет должен быть выполнен для определения несущей способности узла опирания балки на свежую кладку при возведении здания с учетом соответствующих нагрузок и прочности раствора.

5. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ, КОМПЛЕКСНЫХ И УСИЛЕННЫХ ОБОЙМАМИ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Общие указания

5.1. В строительстве применяются следующие виды армирования и усиления каменных конструкций:

а) поперечное (сетчатое с расположением арматурных сеток в горизонтальных швах кладки);

б) продольное с расположением арматуры внутри кладки или в бороздах, оставляемых в кладке;

в) армирование (усиление) посредством включения в кладку железобетона (комплексные конструкции);

г) усиление посредством включения элемента в железобетонную или металлическую из уголков обойму.

Армирование каменных конструкций значительно повышает их несущую способность, монолитность и обеспечивает совместную работу отдельных частей зданий; оно является также основным способом увеличения сейсмостойкости каменных конструкций и здания в целом.

5.2. Для армокаменных элементов применяется кирпич всех видов: керамические щелевидные камни, природные и искусственные камни, удовлетворяющие требованиям ГОСТ на соответствующие материалы.

Марка кирпича, применяемая для армокаменных конструкций, как правило, должна быть не менее 75 и камня — не менее 35.

5.3. Расчетные сопротивления сжатию кладки, применяемой для армированных конструкций, принимаются по табл. 10 и 13 настоящего Руководства.

5.4. Расчетные сопротивления сжатию бетона, применяемого для комплексных конструкций и конструкций, усиленных железобетонными обоймами, принимаются по главе СНиП II-В.1-62*.

5.5(2.6). Для армирования каменных конструкций следует применять:

а) сталь горячекатаную круглую гладкую класса А-I и периодического профиля класса А-II (ГОСТ 5781—61*);

б) проволоку обыкновенную арматурную холоднотянутую гладкую класса В-I (ГОСТ 6727—53*).

Для закладных деталей, соединительных накладок и для конструкций, усиленных стальными обоймами, следует применять полосовую, листовую и фасонную сталь, удовлетворяющую требованиям, установленным для подобных элементов стальных и железобетонных конструкций соответствующими нормативными документами.

При соответствующем обосновании допускается также армирование стержнями из других видов стали, применяемых для железобетонных конструкций.

5.6(3.8). Расчетные сопротивления арматуры, анкеров и связей следует принимать по табл. 22 (13).

При расчете зимней кладки, выполненной методом замораживания, расчетные сопротивления арматуры и связей следует принимать с дополнительными коэффициентами m_a, приведенными в табл. 73(29).

5.7(6.39). Швы кладки армокаменных конструкций должны иметь толщину, превышающую диаметр арматуры не менее чем на 4 *мм*. Это указание относится к горизонтальным и вертикальным швам кладки, в которых размещается поперечная (сетчатая) или продольная арматура.

5.8(6.40). Марка раствора для армокаменных и комплексных конструкций принимается не ниже 50. Защитный слой цементного раствора для армокаменных конструкций с арматурой, расположенной снаружи кладки должны иметь толщину (от внешней грани рабочей арматуры) не менее указанной в табл. 37(27).

5.9(6.42). Процент армирования стены горизонтальной и вертикальной продольной арматурой, учитываемый в расчете, должен быть не ниже 0,05 для каждого направления. При армировании стен железобетонными поясами или стойками процент армирования следует относить к площади сечения стены, приходящейся на один железобетонный элемент.

Расстояние между вертикальными и горизонтальными стержнями или между армирующими поясами и стойками не должно превышать $8h$, где h — толщина стены. При армировании поясами или стойками расстояния между ними могут быть увеличены при условии проверки расчетом прочности панели стены на участках между поясами и стойками

Таблица 37 (27)

Толщина защитного слоя цементного раствора для армокаменных конструкций

Вид армированных конструкций	Защитный слой в *мм* для конструкций, расположенных		
	в помещениях с нормальной влажностью воздуха	на открытом воздухе	во влажных и мокрых помещениях, а также в резервуарах, фундаментах и т. п.
Балки и столбы .	20	25	30
Стены	10	15	20

5.10(6.43). Армирование стен должно предусматриваться с соблюдением следующих правил:

а) горизонтальная арматура стен, как правило, располагается в швах кладки;

б) при однозначной нагрузке устанавливается одиночная продольная арматура с растянутой стороны стены, а при знакопеременной нагрузке — двойная (двусторонняя арматура);

в) стены толщиной более 12 *см* при небольших моментах разных знаков разрешается армировать одиночной арматурой, расположенной в середине толщины стены;

г) вертикальная арматура, конструктивная или работающая на растяжение, расположенная снаружи стены, связывается хомутами не реже чем через 80 диаметров;

д) тонкие стены из кирпича на ребро могут быть армированы вертикальными и горизонтальными стержнями в швах кладки с размером ячейки арматурной сетки 52×52 или 52×65 *см*;

е) концы горизонтальных и вертикальных стержней рекомендуется заделывать в устойчивые прилегающие конструкции (капитальные стены, колонны, обвязочные балки и т. п.) и заанкеривать.

Элементы с сетчатым поперечным армированием (столбы, простенки, отдельные участки стен)

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

более 150 *мм* менее эффективно. Сетчатое армирование выполняется посредством укладки стальных сеток в горизонтальные швы кладки. Применяют квадратные или прямоугольные сетки (рис. 29, *а*) и сетки «зигзаг» (рис. 29, *б*).

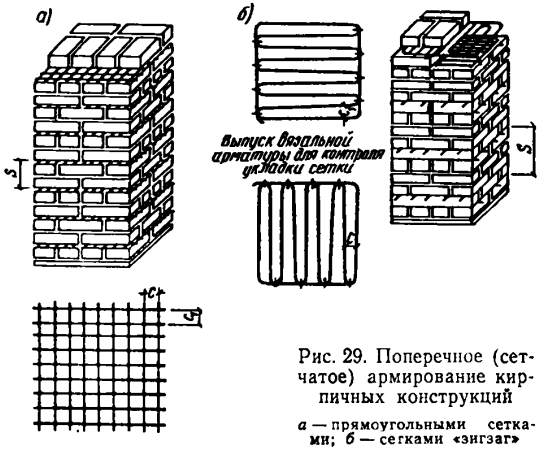


Рис. 29. Поперечное (сетчатое) армирование кирпичных конструкций

а — прямоугольными сетками; *б* — сетками «зигзаг»

5.12. Сетчатое армирование эффективно только при гибкостях элементов $l_0/h \leqslant 0{,}15$ или $l_0/r \leqslant 53$, а также при эксцентриситетах, находящихся в пределах ядра сечения (для прямоугольных сечений ($e_0/y \leqslant 0{,}33$). При больших значениях гибкостей и эксцентриситетов сетчатое армирование практически не повышает прочности кладки.

Не допускается применять сетчатое армирование кладки стен помещений с мокрым влажностным режимом.

5.13(6.37). Количество сетчатой арматуры, учитываемой в расчете столбов и простенков, должно составлять не менее 0,1% и не более 1% объема кладки.

5.14(6.38). Диаметр сетчатой арматуры должен быть не менее 3 *мм*. Диаметр арматуры в горизонтальных швах кладки должен быть не более:

в случаях пересечения арматуры в швах — 5 *мм*;

без пересечения арматуры в швах — 8 *мм*.

Расстояния между стержнями сетки должны быть не более 12 и не менее 3 *см*.

При продольном армировании стен (например, в армокаменных поясах) допускается применение стержней арматуры диаметром до 12 *мм* с утолщением шва до 25 *мм*.

Для кладки внутренних стен в помещениях с сухим и нормальным влажностным режимом (относительная влажность воздуха не более 60%) допускается применение для сетчатого армирования арматуры диаметром менее 3 *мм*, а также сеток из тонкой проволоки.

5.15(6.39). Швы кладки армокаменных конструкций должны иметь толщину, превышающую диаметр арматуры (или, при укладке сеток — сумму диаметров продольной и поперечной арматуры) не менее чем на 4 *мм*; при этом допускается толщина шва более 12 *мм*.

5.16(6.41). Сетки прямоугольные и «зигзаг» должны укладываться не реже чем через пять рядов кирпичной кладки (40 *см*). Рекомендуется при этом укладывать сетки не реже чем через 0,75 d, где d — меньший размер сечения элемента.

Сетки «зигзаг» укладываются в двух смежных рядах кладки так, чтобы направление прутьев в них было взаимно перпендикулярно. Две уложенные таким образом сетки равноценны одной прямоугольной сетке из арматуры того же сечения.

Эффективность сетчатого армирования при расположении сеток реже чем через пять рядов кирпичной кладки (40 *см*) снижается. Такое армирование может применяться как конструктивное с расположением сеток по высоте элемента на расстоянии 1—1,5 *м* в сильно нагруженных столбах, простенках. Сетки в этом случае в расчет не вводятся, но препятствуют расслоению кладки и внезапному ее разрушению.

5.17(4.17). Расчет элементов с сетчатым армированием при центральном сжатии следует производить по формуле

$$N \leqslant m_{дл}\varphi R_{а.к}F, \qquad (36)\ (16)$$

где N — расчетная продольная сила;

$R_{а.к} \leqslant 1{,}8R$ — расчетное сопротивление сжатию, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами на растворе марки 25 и выше при высоте ряда не более 150 *мм* по формуле

$$R_{а.к} = R + \frac{2pR_а}{100}; \qquad (37)\ (17)$$

при прочности раствора менее 25 *кГ/см*^{2} — по формуле

$$R_{а.к} = R + \frac{2pR_а}{100} \cdot \frac{R}{R_{25}}; \qquad (38)\ (18)$$

R — расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки в рассматриваемый срок твердения раствора;

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

$p = \frac{V_a}{V_к} 100$ — процент армирования по объему для сетки с квадратными ячейками из арматуры сечением f_a с размером ячейки c при расстоянии между сетками по высоте s

$$p = \frac{2f_a}{cs} 100;$$

$m_{дл}$ — коэффициент, определяемый по формуле (16) (12);

V_a и $V_к$ — соответственно объемы арматуры и кладки;

φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 31 (18) для $\lambda^r_{пр}$ или $\lambda^h_{пр}$ по формуле 15(8) при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием α_a, принимаемой по формуле (11) (6).

Примечание. При армировании сеткой «зигзаг» за расстояние между сетками s принимается расстояние между сетками одного направления.

5.18(4.18). Марка раствора для армокаменных конструкций с сетчатым армированием должна быть не ниже 50.

Расчетное сопротивление кладки с сетчатым армированием на растворе марки ниже 50 требуется определять при проверке прочности незаконченного здания и зимней кладки в стадии оттаивания.

5.19(4.19). Расчет внецентренно сжатых элементов с сетчатым армированием следует производить по формуле

$$N \leqslant \varphi_1 m_{дл} R_{а.к.и} F_c \omega, \qquad (39)\ (19)$$

или для прямоугольного сечения

$$N \leqslant \varphi_1 m_{дл} R_{а.к.и} F \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega, \qquad (40)\ (20)$$

где $R_{а.к.и} \leqslant 1{,}8R$ — расчетное сопротивление сжатию армированной кладки при внецентренном сжатии, определяемое при прочности раствора 25 $кГ/см^2$ и выше по формуле

$$R_{а.к.и} = R + \frac{2pR_a}{100}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right), \qquad (41)(21)$$

а при прочности раствора менее 25 $кГ/см^2$ — по формуле

$$R_{а.к.и} = R + \frac{2pR_a}{100} \cdot \frac{R}{R_{25}}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right). \qquad (42)\ (22)$$

Остальные обозначения величин имеют те же значения, что в пп. 4.20 и 5.17.

Примечание. При эксцентриситетах, выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений $e_0 > 0{,}33y$), а также при $\lambda^h_{пр} > 15$ или $\lambda^r_{пр} > 53$ применять сетчатое армирование не следует.

Таблица 38

Проценты армирования сетками при расположении их в каждом шве кладки при высоте ряда 7,7 *см*; $s = 7{,}7$ *см*

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

Примечание. При расположении сеток не в каждом шве кладки, а через 2—5 ряда приведенный в таблице процент армирования уменьшается пропорционально количеству рядов.

5.20. Для подбора размеров ячеек сеток и расстояния между сетками по высоте элемента при заданном проценте армирования можно пользоваться табл. 38.

5.21. Модули упругости кладки с сетчатым армированием определяются по указаниям п. 3.15.

Пример 6. Определение несущей способности кирпичного столба с сетчатым армированием.

Определить несущую способность и необходимое сетчатое армирование кирпичного столба размером в плане 51×64 *см* с расчетной высотой 3 *м*. Расчетная продольная нагрузка 80 *т* приложена с эксцентриситетом $e_0 = 5$ *см* в направлении стороны сечения столба, имеющей размер 64 *см*. Столб выполнен из глиняного кирпича пластического прессования марки 100 на растворе марки 75.

Площадь сечения столба $F = 51 \cdot 64 = 3264$ $см^2$. Упругая характеристика кладки по табл. 25 $\alpha = 1000$; $\varphi = 0{,}98$. Расчетное сопротивление кладки по табл. 10 $R = 17$ $кГ/см^2$ (при $F > 0{,}3$ $м^2$). Предельное усилие для столба из неармированной кладки определяем по формулам (19),

$$N = \varphi_1 m_{дл} RF\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right)\omega = 0{,}97 \cdot 17 \cdot 3264\left(1 - \frac{2 \cdot 5}{64}\right) 1{,}05 =$$

$= 47500$ $кГ < N = 80\,000$ $кГ$. φ_1 и ω определены по указаниям п. 4.20; $m_{дл} = 1$, так как толщина столба более 30 *см*.

Несущая способность столба оказалась в 1,7 раза меньше расчетного усилия, следовательно необходимо усиление кладки сетчатым армированием.

Определяем необходимое $R_{а.к} = 17 \cdot 1{,}7 = 29$ $кГ/см^2$. Необходимый процент армирования определяем из формулы (37).

По табл. 22 $R_а = 2000$ *кГ/см²*;

$$p = \frac{R_{а.к} - R}{2R_а\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right)} 100 =$$

$$= \frac{(29-17)}{2 \cdot 2000\left(1 - \frac{2 \cdot 5}{32}\right)} 100 = 0{,}45\%.$$

По формулам (5) и (6) определяем

$$\bar{R}_{а.к} = 17 \cdot 2 + \frac{2 \cdot 3000 \cdot 0{,}45}{100} = 61 \text{ кГ/см}^2;$$

$$\alpha_а = 1000 \frac{34}{61} = 557{,}38 \approx 560.$$

При $\lambda^h = 4{,}7$ и $\lambda^h_{пр} = 4{,}7\sqrt{\frac{1000}{560}} = 6{,}3$ находим $\varphi = 0{,}96$ по формуле (20) $\varphi_1 = 0{,}95$.

По формуле (41)

$$R_{а.к.и} = 17 + \frac{2 \cdot 0{,}45 \cdot 2000}{100}\left(1 - \frac{2{,}5}{32}\right) =$$

$$= 29{,}4 \text{ кГ/см}^2 < 1{,}8R = 30{,}6 \text{ кГ/см}^2.$$

Проверяем несущую способность столба по формуле (40)

$$N = 0{,}95 \cdot 29{,}4 \cdot 3264\left(1 - \frac{2 \cdot 5}{64}\right) 1{,}05 =$$

$$= 82392 \text{ кГ} > 80\,000 \text{ кГ}.$$

Дополнительно проверяем несущую способность столба при центральном сжатии в плоскости, перпендикулярной к действию изгибающего момента по формуле (37)

$$R_{а.к} = 17 + \frac{2 \cdot 0{,}45 \cdot 2000}{100} = 35 \text{ кГ/см}^2 > 1{,}8R =$$

$$= 30{,}6 \text{ кГ/см}^2.$$

Принимаем $R_{а.к} = 30{,}6$ *кГ/см²*;

$$\lambda = \frac{300}{51} = 5{,}9.$$

По табл. 31 $\varphi = 0{,}96$

По формуле (36)

$$N = 0{,}96 \cdot 30{,}6 \cdot 3264 = 96\,896 \text{ кГ} > 80\,000 \text{ кГ}.$$

Следовательно, несущая способность столба, армированного сетчатой арматурой при $p = 0{,}45\%$, достаточна.

Принимаем диаметр проволоки для сеток 4 *мм* с расположением через два ряда кладки и исходя из 0,45% армирования по табл. 38 определяем размер ячейки в плане 3,2×3,2 *см*. Крайние стержни располагаются от наружных граней столба (защитный слой) на 1,5 *см*.

Элементы с продольным армированием

5.22. Продольное армирование каменных конструкций может применяться в отдельных конструктивных элементах (стенах, столбах, перемычках, рандбалках, подпорных стенах и т. п.) для восприятия растягивающих усилий во внецентренно сжатых (при больших эксцентриситетах) и изгибаемых элементах, а также для повышения прочности и устойчивости тонких стен при $l_0/h \geqslant 15$.

Продольное армирование каменных конструкций имеет целью главным образом повысить сопротивляемость кладки растягивающим усилиям и обеспечить монолитность и устойчивость отдельных частей и всего сооружения в целом.

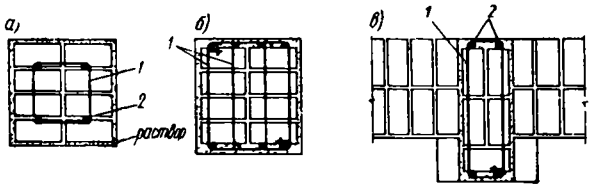


Рис. 30. Продольное армирование кирпичных конструкций (столбов, стен и др.)

а — внутреннее расположение арматуры; *б* — наружное расположение арматуры; *в* — расположение арматуры в штрабе кладки; *1* — поперечные хомуты; *2* — продольная арматура

При продольном армировании каменных конструкций арматура укладывается внутри элемента, в вертикальных швах кладки (или в специальных вырезах в камне) или снаружи под слоем цементного раствора (рис. 30, *а, б*) или в штрабе кладки с заполнением штрабы раствором (рис. 30, *в*).

5.23(6.37). Количество арматуры, учитываемой в расчете столбов и простенков, должно составлять не менее:

для сжатой продольной арматуры — 0,1%;

для растянутой » » — 0,05%.

5.24. Расчет армокаменных конструкций при осевом и внецентренном сжатии производится по формулам, аналогичным формулам, принятым для расчета железобетонных конструкций с учетом указаний пп. 5.25—5.27 настоящего Руководства.

При расчете элементов, работающих на центральное сжатие и сжатие при изгибе, учитывается неполное использование прочности кладки при сжатии, работающей совместно с арматурой, введением коэффициента условий работы кладки 0,85, на который умножается расчетное сопротивление кладки. При расчете элементов, армированных одиночной арматурой в растянутой зоне (сжатая зона не армируется), расчетное сопротивление кладки принимается равным ωR (где ω — коэффициент, принимаемый по табл. 34).

5.25. В изгибаемых элементах применение сжатой арматуры, учитываемой в расчете, допускается только в исключительных случаях, например при ограниченной высоте сечения, при действии знакопеременных моментов и т. п.

5.26. Расчет армированных каменных конструкций с продольной арматурой по трещинам производится по указаниям пп. 6.6—6.8.

5.27. Расчет элементов с продольной арматурой при центральном сжатии производится по формулам:

$$N \leqslant \varphi m_{дл}(0{,}85\ RF + R_a F_a); \tag{43}$$

$$F_a = \frac{N - \varphi 0{,}85 m_{дл} RF}{m_{дл} \varphi R_a}; \tag{44}$$

$$p = \frac{F_a}{F} 100; \tag{45}$$

где N — продольная расчетная сила;
F — площадь сечения кладки;
F_a — площадь сечения продольной арматуры;
R_a — расчетное сопротивление арматуры, принимаемое по табл. 22;
φ — коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 31, 32.

Упругая характеристика кладки α с продольным армированием принимается по табл. 25 как для неармированной кладки.

5.28. При внецентренном сжатии различают два случая (рис. 31):

а) случай больших эксцентриситетов, когда соблюдается условие при любой форме сечения:

$$S_c < 0{,}8\, S_0; \tag{46}$$

при прямоугольной форме сечения

$$x < 0{,}55\, h_0; \tag{47}$$

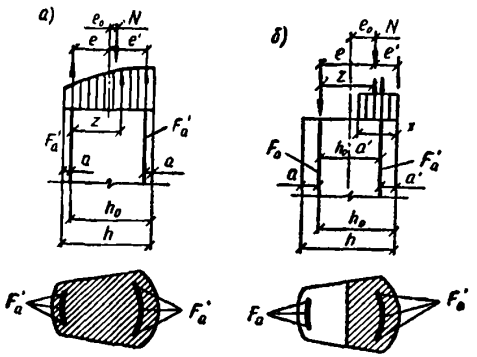


Рис. 31. Внецентренное сжатие армированной кладки

а — случай малых эксцентриситетов; *б* — случай больших эксцентриситетов

б) случай малых эксцентриситетов, когда соблюдается условие для любой формы сечений:

$$S_c \geqslant 0{,}8\, S_0; \tag{48}$$

и для сечений прямоугольной формы

$$x \geqslant 0{,}55\, h_0. \tag{49}$$

В формулах (46)—(49):

S_0 — статический момент всего сечения кладки относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры F_a;

S_c — статический момент сжатой зоны сечения кладки относительно центра тяжести арматуры F_a;

x — высота сжатой зоны сечения.

Статический момент S_c зависит от формы и размеров сечения, положения нейтральной оси и защитного слоя. Формулы для определения S_c для наиболее часто встречающихся случаев приведены в табл. 39.

Статический момент S_0 при любой форме сечения определяется по формуле

$$S_0 = F(h_0 - y), \tag{50}$$

где F — площадь сечения кладки;
y — расстояние от центра тяжести всего сечения до края наиболее сжатой грани;
h_0 — рабочая высота сечения $h_0 = h - a$;
h — высота всего сечения;
a — толщина защитного слоя со стороны арматуры F_a.

При прямоугольной форме сечения

$$S_0 = 0{,}5 b h_0^2, \tag{51}$$

где b — ширина прямоугольного сечения.

5.29. В табл. 40 приводятся основные условия и формулы расчета прочности внецентренно сжатых элементов с продольной арматурой. Из этих формул видно, что в случае внецентренного сжатия с большим эксцентриситетом ($S_c < 0{,}8 S_0$) прочность сечения обусловливается двумя основными условиями равновесия внешних и внутренних сил;

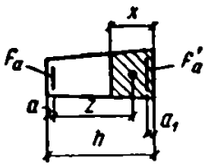
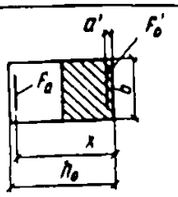
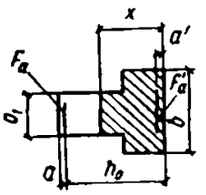
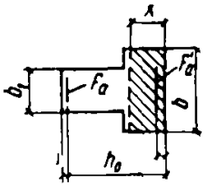
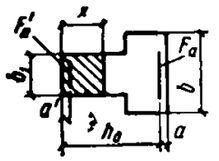
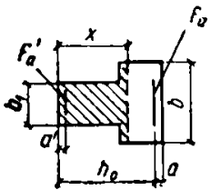
расчетное усилие N должно быть равно или меньше проекции сил на продольную ось элемента [формулы (60), (62), (64), (65)];

сумма моментов относительно точки приложения продольной расчетной силы N равна нулю [формулы (61), (63)]. При этом принята прямоугольная эпюра предельных напряжений в кладке (см. рис. 31), необходимо также соблюдение условия (58) $z \leqslant h_0 - a'$.

Условия прочности внецентренно сжатых элементов с малым эксцентриситетом при $S_c \geqslant 0{,}8 S_0$ [формулы (68), (69)] приняты на основании экспериментально установленной закономерности, что момент, воспринимаемый кладкой, относительно центра тяжести менее сжатой (растянутой) арматуры F_a не зависит от эксцентриситета продольной силы e_0 (e_0 —

Таблица 39

Определение S_c при известных x

Форма сечения	Схема сечения	Положение нейтральной оси	Формулы для определения	Обозначения
Произвольная		Между арматурами F_a и F'_a	$S_c=F_c z$ (52)	F_c — площадь сжатой зоны сечения кладки; z — расстояние от центра сжатой зоны сечения кладки до арматуры F_a
Прямоугольная		То же	$S_c=bx\left(h_0-\frac{x}{2}\right)$ (53)	b — ширина сечения; x — высота сжатой зоны; h_0 — расчетная высота сечения
Тавровая		Ось проходит в ребре сечения, полка и часть ребра сжата	$S_c=S_0-\frac{b_1}{2}(h_0-x)^2$ (54)	S_1 — ширина ребра; b_0 — статический момент всего сечения кладки относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры F_a
То же		Ось проходит в полке, часть или вся полка сжата, ребро в растянутой зоне	$S_c=bx\left(h_0-\frac{x}{2}\right)$ (55)	b — ширина полки
То же		Ось проходит в ребре, все ребро или часть сжаты, полка в растянутой зоне	$S_c=b_1x\left(h_0-\frac{x}{2}\right)$ (56)	—
То же		Ось проходит в полке, все ребро и часть полки сжаты	$S_c=S_0-\frac{b}{2}(h_0-x)^2$ (57)	—

Примечание Сжатая зона сечения на схемах заштрихована.

Таблица 40

Основные формулы и условия для расчета прочности внецентренно сжатых элементов с продольной арматурой

Случаи внецентренного сжатия	Форма сечения	Необходимые условия для расчетного случая	Основные формулы для расчета прочности	
			при армировании сечения двойной арматурой	при армировании сечения одиночной арматурой только в растянутой зоне
Случай больших эксцентриситетов (рис. 31, *б*)	Любая	$S_c<0{,}8\,S_0$ (46)	$N\leqslant\varphi m_{дл}\left(0{,}85\omega RF_c+R_aF'_a-R_aF_a\right)$ (60)	$N\leqslant\varphi m_{дл}(\omega RF_c-R_aF_a)$. (62)

Случаи внецентренного сжатия	Форма сечения	Необходимые условия для расчетного случая	Основные формулы для расчета прочности	
			при армировании сечения двойной арматурой	при армировании сечения одиночной арматурой только в растянутой зоне
		$z \leqslant h_0 - a'$ (58)	Положение нейтральной оси определяется из уравнения $0{,}85\omega R S_{cN} \pm R_a F_a' e' - R_a F_a e = 0$ (61)	Положение нейтральной оси определяется из уравнения $\omega R S_{cN} - R_a F_a e = 0$ (63)
	Прямоугольная	$x < 0{,}55 h_0$ (47)	$N \leqslant \varphi m_{дл}\left(0{,}85\omega R b x + R_a F_a' - R_a F_a\right)$ (64)	$N \leqslant \varphi m_{дл}(\omega R b x - R_a F_a)$. (65)
			Положение нейтральной оси определяется из уравнения:	Положение нейтральной оси определяется из уравнения
		$x \geqslant 2a'$ (59)	$0{,}85\omega R b x\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) \pm \pm R_a F_a' e' - R_a F_a e = 0$ (66)	$\omega R b x\left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) - R_a F_a e = 0$ (67)
	Любая	$S_c \geqslant 0{,}8 S_0$ (48)	$N \leqslant \frac{\varphi m_{дл}}{e}(0{,}85\omega R S_0 + R_a S_a)$ (68)	$N \leqslant \frac{\varphi\omega m_{дл} R S_0}{e}$ (70)
			$N \leqslant \frac{\varphi m_{дл}}{e'}\left(0{,}85\,\omega R S_0' + R_a S_a'\right)$ (69)	
			Положение нейтральной оси определяется по (61)	Положение нейтральной оси определяется по (63)
Случай малых эксцентриситетов (рис. 31, *а*)	Прямоугольная	$x \geqslant 0{,}55 h_0$ (49)	$N \leqslant \frac{\varphi m_{дл}\left[0{,}42\omega R b h_0^2 + R_a F_a'\left(h_0 - a'\right)\right]}{e}$ (71)	$N \leqslant \frac{\varphi\omega m_{дл} R b h_0^2}{2e}$ (72)
			$N \leqslant \frac{\varphi m_{дл}\left[0{,}42\omega R b h_0^2 + R_a F_a(h_0 - a)\right]}{e'}$ (73)	
			Положение нейтральной оси определяется по (66)	Положение нейтральной оси определяется по (67)

Условные обозначения: S_0 — статический момент всего сечения кладки относительно центра тяжести растянутой (или менее сжатой) арматуры F_a; S_c — статический момент сжатой зоны сечения кладки относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры; S_{cN} — статический момент сжатой зоны кладки относительно точки приложения силы; z — расстояние от центра тяжести сжатой зоны кладки до центра тяжести арматуры F_a; S_0' — статический момент площади всего сечения относительно центра тяжести сечения сжатой арматуры F_a'; S_a и S_a' — соответственно статические моменты площади сечения сжатой арматуры F_a' относительно центра тяжести менее сжатой или растянутой арматуры F_a и арматуры F_a относительно центра тяжести арматуры F_a'; e и e' — соответственно расстояние от точки приложения силы N до центра тяжести арматуры F_a и F_a'; b — ширина сечения; x — высота сечения сжатой зоны; a и a' — толщина защитного слоя арматуры F_a и F_a'; $h_0 = h - a$ и $h_0' = h - a'$ — расчетные высоты сечения; h — полная высота сечения.

Примечание. В формулах (61) и (66) знак плюс принимается, если продольная сила приложена за пределами расстояния между центрами тяжести арматуры F_a и F_a' и знак минус принимается, если продольная сила приложена между центрами тяжести арматуры F_a и F_a'.

Таблица 41

Последовательность и формулы подбора сечения арматуры по заданным e_0; N; F; R_a; R

Сечения с двойной арматурой		Сечения с одиночной арматурой	
произвольной формы	прямоугольные	произвольной формы	прямоугольные
1. Высота сжатой зоны x определяется по формуле $$x=\frac{1}{2}(h_0+a);\quad (74)$$	1. Высота сжатой зоны x определяется по формуле $$x=\frac{1}{2}(h_0+a)\quad (79)$$	1. Из условия (62) и (63) определяем $$F_c-\frac{S_{cN}}{e}=\frac{N}{\varphi\omega m_{дл}R}\quad (84)$$	1. Из условия (65) и (67) определяем x по формуле $$x=h_0\left(1-\sqrt{1-\frac{Ne}{0{,}5\omega m_{дл}\varphi Rbh_0^2}}\right)\quad (86)$$
2. По найденному x определяем S_c и сравниваем с S_0. Если условие (46) удовлетворено, то находим S_{cN} и F_c, а затем определяем F_a' и F_a по п. 3.	2. Определенный по п. 1 x сравниваем с h_0 и при удовлетворении (47) определяем F_a' и F_a по п. 3.	2. По найденному $F_c-\frac{S_{cN}}{e}$ определяем x, а по x находим F_c и S_c и делаем сравнение S_c с S_0.	2. Если $x<0{,}55h_0$, то F_a определяем по формуле (87)
3. $$F_a'=\frac{1}{R_a\left(1\pm\frac{e'}{e}\right)}\left[\frac{N}{\varphi m_{дл}}-0{,}85\omega R\left(F_c-\frac{S_{cN}}{e}\right)\right];\quad (75)$$ $$F_a=\frac{1}{e}\left(\pm F_a'e'+\frac{0{,}85\omega RS_{cN}}{R_a}\right);\quad (76)$$	3. $$F_a'=\frac{1}{R_a\left(1\pm\frac{e'}{e}\right)}\times\left[\frac{N}{\varphi m_{дл}}-0{,}85\omega Rb\times\frac{x}{e}\left(h_0-\frac{x}{2}\right)\right];\quad (80)$$ $$F_a=\frac{1}{e}\left[\pm F_a'e'+\frac{0{,}85\omega Rbx\left(e-h_0+\frac{x}{2}\right)}{R_a}\right];\quad (81)$$	3. Если $S_c<0{,}8S_0$, то количество арматуры F_a определяем по формуле $$F_a=\frac{\omega RS_{cN}}{R_ae}\quad (85)$$	3. $$F_a=\frac{\omega Rbx\left(-h_0+\frac{x}{2}\right)}{R_ae}\quad (87)$$
4. Проверяем условие (58);	4. Проверяем условие (59).	4. Если $S_c\geqslant 0{,}8S_0$, расчет ведем по второму случаю внецентренного сжатия и арматура F_a определяется по (85), а прочность сжатой зоны проверяется по (70)	4. Если $x\geqslant 0{,}55h_0$, имеем случай малого эксцентриситета и арматура F_a определяется по (87), а прочность сжатой зоны проверяется по (72)
5. Если условие (46) не удовлетворено, то количество сжатой арматуры определяется по формуле $$F_a'=\frac{1}{R_a(h_0-a)}\left(\frac{Ne}{\varphi m_{дл}}-0{,}85\omega RS_0\right);\quad (77)$$	5. По определенным F_a' и F_a проверяем x по (89). Если условие (47) не удовлетворено, то количество сжатой арматуры определяется по формуле $$F_a'=\frac{1}{R_a(h_0-a')}\left(\frac{Ne}{\varphi m_{дл}}-0{,}42\omega Rbh_0^2\right).\quad (82)$$		

Продолжение табл. 41

Сечения с двойной арматурой		Сечения с одиночной арматурой	
произвольной формы	прямоугольные	произвольной формы	прямоугольные
Арматура F_a определяется по (76). При расположении N между F_a и F_a необходимо дополнительное соблюдение условия; $$F_a \geqslant \frac{1}{R_a(h_0 - a')}\left(\frac{Ne'}{\varphi m_{дл}} - 0{,}85\omega R S_0'\right) \quad (78)$$	а арматуру F_a определяем по (81). При расположении N между арматурами F_a' и F_a необходимо дополнительное соблюдение условия; $$F_a \geqslant \frac{1}{R_a(h_0 - a')} \times \left(\frac{Ne'}{\varphi m_{дл}} - 0{,}42\,\omega R b h_0^2\right) \quad (83)$$		

Примечания: 1. В формулах (75), (76), (80) и (81) знак плюс перед F_a' и e'/e принимается в тех случаях, когда продольная сила N расположена между центрами тяжести арматуры F_a и F_a', и знак минус — когда продольная сила расположена за пределами центра тяжести арматуры F_a и F_a'.

2. Условные обозначения см. в табл. 40.

3. Формулы (74) и (79) определяют значение x, соответствующее минимальному расходу арматуры.

расстояние от точки приложения силы N до центра тяжести сечения).

5.30. При расчете сечений с продольной арматурой вначале необходимо установить, к какому расчетному случаю отнести рассматриваемое сечение. Для этого необходимо определить S_c или x.

При прямоугольной форме сечения по формуле (66) при двойном армировании и формуле (67) при одиночном армировании определяют высоту сжатой зоны x и по условию (47) устанавливают, к какому случаю внецентренного сжатия относится выполняемый расчет.

Для непрямоугольной формы сечения по формулам (61)—(63) определяют статический момент S_{cN} сжатой зоны кладки относительно точки приложения продольной силы. Затем по S_{cN} определяют x, по x находят S_c и по условию (46) устанавливают, к какому случаю относится рассматриваемый расчет.

5.31. При проектировании элементов с продольной арматурой приходится в основном решать следующие задачи:

а) по заданному эксцентриситету и величине продольной силы N, сечению кладки F и расчетным сопротивлениям кладки и арматуры подбирать сечение арматуры (табл. 41);

б) по заданному эксцентриситету продольной силы, площадям сечения кладки F, арматуры F_a и F_a', расчетным сопротивлениям кладки R и арматуры R_a проверять расчетную несущую способность элемента (табл. 42).

5.32. Расчет армированных изгибаемых элементов прямоугольного сечения с гибкой арматурой производится по формулам:

а) при двойной арматуре

$$M \leqslant Rbx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_a F_a'\left(h_0 - a'\right); \quad (92)$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$R_a\left(F_a - F_a'\right) = Rbx; \quad (93)$$

б) при одиночной арматуре

$$M \leqslant 1{,}25Rbx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right); \quad (94)$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$R_a F_a = 1{,}25\,Rbx.$$

Высота сжатой зоны кладки должна во всех случаях удовлетворять условиям

$$x \leqslant 0{,}55\,h_0 \text{ и } x \geqslant 2a'.$$

5.33. Расчет изгибаемых элементов на поперечную силу производится по формуле

$$Q \leqslant R_{гл} b z. \quad (95)$$

При прямоугольном сечении

$$Z = h_0 - \frac{x}{2}.$$

Примечание. В случае, если прочность кладки при расчете на поперечную силу окажется недостаточной, необходима постановка хомутов или устройство отгибов в арматуре, расчет которых производится в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.1-62 *.

5.34. Расчет элементов продольно армированной кладки при центральном растяжении производится по формуле

$$N \leqslant R_a F_a. \quad (96)$$

Таблица 42

Последовательность расчета при определении расчетной несущей способности $N_{пр}$ элемента с продольной арматурой по заданным e_0; F_a; F'_a R и R_a (при использовании для вычисления формул табл. 40 принимается $N_{пр}=N$)

Двойная арматура		Одиночная арматура ($F'_a=0$)	
Сечение произвольной формы	Сечение прямоугольное	Сечение произвольной формы	Сечение прямоугольное
1. Определяем S_{cN} из (61) по формуле $$S_{cN}=\frac{R_a(\pm F'_a e'+F_a e)}{0{,}85\omega R}. \quad (88)$$	1. Определяем x из условия (66) по формуле $$x=h_0-e+\sqrt{(h_0-e)^2+\frac{R_a(F_a e\pm F'_a e')}{0{,}42\omega Rb}}; \quad (89)$$	1. Определяем S_{cN} из (63) по формуле $$S_{cN}=\frac{F_a R_н e}{\omega R}; \quad (90)$$	1. Определяем x из (67) по формуле $$x=h_0-e+\sqrt{(h_0-e)^2+\frac{R_a F_a e}{0{,}5\omega Rb}}. \quad (91)$$
2. По S_{cN} определяем x и по x находим S_c, далее делаем сравнение с S_0.	2. Если полученное значение $x<0{,}55h_0$, то по (64) определяем $N_{пр}=N$ и дополнительно проверяем $x\geqslant 2a'$.	2. По S_{cN} определяем x, а по x находим S_c и сравниваем S_c с S_0	2. Если $x<0{,}55h_0$, то по (65) определяем $N_{пр}=N$
3. Если $S_c<0{,}8S_0$ определяем x и по (60) несущую способность сечения. Проверяется условие (58).	3. Если $x\geqslant 0{,}55h_0$, то $N_{пр}=N$ определяем по (71)	3. Если $S_c<0{,}8S_0$, то вычисляем F_c по (62) и находим $N_{пр}=N$	3. Если $x\geqslant 0{,}55h_0$, то $N_{пр}=N$ определяется по (72)
4. Если $S_c\geqslant 0{,}8S_0$, то несущая способность сечения определяется по (68). В случаях, когда N располагается между арматурами F_a и F'_a, необходимо дополнительно $N_{пр}=N$ проверить по (69). За расчетное $N_{пр}$ принимается меньшее значение N из (68) и (69).	4. При расположении N между арматурами F_a и F'_a необходимо N определить по дополнительному условию (73). За расчетное $N_{пр}$ принимается меньшее значение N из (71) и (73)	4. Если $S_c\geqslant 0{,}8S_0$, то $N_{пр}=N$ определяем по (70)	

Примечание. В формулах (88) и (89) знак минус принимается, если продольная сила приложена за пределами расстояния между центрами тяжести арматуры F_a и F'_a, знак плюс, — если продольная сила приложена между центрами тяжести арматуры F_a и F'_a.

Комплексные элементы (элементы из кирпичной кладки, усиленные железобетоном)

5.35. Комплексными называются элементы каменной кладки с включением в них железобетона, работающего совместно с кладкой. При этом железобетон рекомендуется располагать с внешней стороны кладки (рис. 32, *б*, *в*), что позволяет проверить качество уложенного бетона и является более рациональным при внецентренном сжатии, продольном изгибе и изгибе конструкции.

Комплексные конструкции применяются в тех же случаях, что и кладка с продольным армированием, а также в случаях, когда требуется значительно увеличить несущую способность сильно нагруженных элементов.

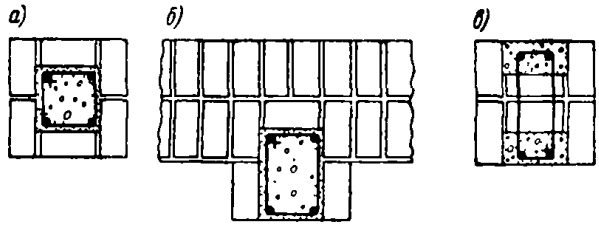


Рис. 32. Схемы сечений комплексных элементов

а — с расположением железобетона внутри кладки; *б* — одностороннее расположение железобетона; *в* — расположение железобетона в штрабе кладки

5.36. При конструировании комплексных элементов площадь сечения всей продольной арматуры должна составлять не более 1,5% площади сечения бетона.

5.37. При расчете комплексных элементов при центральном сжатии должно соблюдаться следующее условие:

$$N \leqslant \varphi_{к.с} m_{дл} (0{,}85\, RF + R_{пр} F_б + R_а F_а), \quad (97)$$

где N — продольная сила;

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, принимаемое по главе СНиП II-В.1-62*;

$R_а$ — расчетное сопротивление арматуры, принимаемое по табл. 22;

$F_б$ — площадь сечения бетона;

F — площадь сечения кладки;

$\varphi_{к.с}$ — коэффициент продольного изгиба комплексной конструкции, принимаемый по табл. 31 при упругой характеристике кладки

$$\alpha_{к.с} = \frac{E_{о.к.с}}{R^{н}_{к.с}}, \quad (98)$$

$m_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительности нагрузки (см. п. 4.13).

Приведенный модуль упругости комплексных элементов и приведенное временное сопротивление комплексного сечения определяются по формулам:

$$E_{о.к.с} = \frac{E_{о.к} J_к + E_б J_б}{J_к + J_б}; \quad (99)$$

$$\overline{R}_{к.с} = \frac{\overline{R} F + \overline{R}_{пр} F_б}{F + F_б}. \quad (100)$$

В формулах (99)—(100):

$E_{о.к}$, $E_б$ — начальные модули упругости кладки и бетона, определяемые для кладок по формуле (2) и бетона согласно главе СНиП II-В.1-62*;

$\overline{R} = 2R$ — временное сопротивление кладки сжатию;

$\overline{R}_{пр}$ — временное сопротивление бетона осевому сжатию (призменная прочность), принимаемое согласно главе СНиП II-В.1-62*.

5.38. Различают два случая внецентренно сжатых комплексных элементов (аналогично каменным элементам с продольным армированием):

а) случай малых эксцентриситетов

$$S_с \geqslant 0{,}8\, S_0; \quad (101)$$

б) случай больших эксцентриситетов

$$S_с < 0{,}8\, S_0. \quad (102)$$

В случае малых эксцентриситетов расчет производится по формуле

$$N \leqslant \frac{\varphi_{к.с} m_{дл} (0{,}85 R S_к + R_{пр} S_б + R_а S_а)}{e}. \quad (103)$$

При этом, если сила N приложена между центрами тяжести арматуры $F_а$ и $F'_а$, то должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$N \leqslant \frac{\varphi_{к.с} m_{дл} (0{,}85 R S'_к + R_{пр} S'_б + R_а S'_а)}{e'}. \quad (104)$$

При одиночной арматуре ($F'_а = 0$) расчет производится по формуле

$$N \leqslant \frac{\varphi_{к.с} m_{дл} (R S_к + R_{пр} S_б)}{e}. \quad (105)$$

В формулах (101)—(105):

$S_0 = S_к + \frac{R_{пр}}{R} S_б$ — статический момент площади комплексного сечения (приведенного к кладке) относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры $F_а$;

$S_с = S_{к.с} + \frac{R_{пр}}{R} S_{б.с}$ — статический момент площади сжатой зоны комплексного сечения относительно центра тяжести арматуры $F_а$;

$S_{к.с}$ и $S_{б.с}$ — статические моменты площадей сжатой части сечения кладки и бетона относительно центра тяжести арматуры $F_а$;

$S_к$; $S_б$; $S_а$ — статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры $F'_а$ относительно центра тяжести арматуры $F_а$;

$S_к$; $S_б$; $S'_а$ — статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры $F_а$ относительно центра тяжести арматуры $F'_а$;

e и e' — расстояния от точки приложения силы N до центра тяжести арматуры $F_а$ и $F'_а$.

Если центры тяжести арматуры F_a и F'_a находятся на расстоянии больше 5 *см* от граней сечения, то в формулах (104) и (105) статические моменты и эксцентриситеты e и e' определяются относительно грани сечения.

При внецентренно сжатых элементах комплексных конструкций с большими эксцентриситетами (с расположением бетона с внешней стороны кладки), при которых соблюдается условие $S_c < 0{,}8\ S_0$, расчет производится по формуле

$$N \leqslant \varphi_{к.с} m_{дл} \left(RF_{к.с} + R_{пр} F_{б.с} + R_a F'_a - R_a F_a\right). \quad (106)$$

Положение нейтральной оси в этом случае определяется из уравнения

$$RS_{к.сН} + R_{пр} S_{б.сN} \pm R_a F'_a e' - R_a F_a e = 0. \quad (107)$$

В формуле (107) знак плюс принимается, если сила N приложена за пределами расстояния между центрами тяжести арматуры F_a и F'_a; знак минус — если сила N приложена между центрами тяжести арматуры F_a и F'_a.

При одиночной арматуре ($F'_a = 0$) расчет производится по формуле

$$N \leqslant \varphi_{к.с} m_{дл} (\omega RF_{к.с} + R_{пр} F_{б.с} - R_a F_a) \quad (108)$$

и положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$\omega RS_{к.сN} + R_{пр} S_{б.сN} - R_a F_a e = 0. \quad (109)$$

В формулах (106—109):

$F_{к.с}$ — площадь сжатой зоны кладки;

$F_{б.с}$ — площадь сжатой зоны бетона;

$S_{к.сN}$ — статический момент сжатой зоны кладки относительно точки приложения силы;

$S_{б.сN}$ — статический момент сжатой зоны бетона относительно точки приложения силы;

ω — см. табл. 34.

При расположении железобетона внутри кладки расчет внецентренно сжатых комплексных конструкций при больших эксцентриситетах производится по формулам (106) — (109), при этом коэффициент ω при R принимается равным 1.

5.39. Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций производится по формуле

$$M \leqslant RS_{к.с} + R_{пр} S_{б.с} + R_a S_a; \quad (110)$$

положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_a \left(F_a - F'_a\right) = RF_{к.с} + R_{пр} F_{б.с}. \quad (111)$$

Высота сжатой зоны комплексного сечения должна во всех случаях удовлетворять условиям:

$$S_c < 0{,}8\ S_0 \text{ и } z \leqslant h_0 - a'. \quad (112)$$

При этом значения S_0 и S_c, а также $S_{к.с}$ и $S_{б.с}$ принимаются такими же, как при внецентренном сжатии, а плечо внутренней пары сил z принимается равным расстоянию от точки приложения равнодействующей усилий $RF_{к.с}$ и $R_{пр}F_{б.с}$ до центра тяжести арматуры F_a.

При одиночной гибкой арматуре ($F'_a = 0$) расчет производится по формуле

$$M \leqslant RS_{к.с} + R_{пр} S_{б.с} \quad (113)$$

и положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$R_a F_a = RF_{к.с} + R_{пр} F_{б.с}. \quad (114)$$

5.40. Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций на поперечную силу производится по формуле

$$Q \leqslant R_{гл} bz, \quad (115)$$

где $R_{гл}$ — расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям, принимаемое по табл. 18 и 19;

b — ширина сечения;

z — плечо внутренней пары сил при прямоугольном сечении

$$z = h_0 - \frac{x}{2}.$$

В случае, когда прочность кладки при расчете на поперечную силу недостаточна, требуется постановка хомутов или часть продольных стержней отгибается в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.1-62*.

Элементы, усиленные обоймой

5.41. Несущая способность существующих каменных конструкций (столбов, простенков, стен и др.) может оказаться недостаточной при реконструкции зданий, надстройках, а также при наличии дефектов в кладке. Одним из наиболее эффективных методов повышения несущей способности существующей каменной кладки является включение ее в обойму. В этом случае кладка работает в условиях всестороннего сжатия и ограничения свободы поперечного ее расширения, что значительно увеличивает сопротивляемость кладки воздействию продольной силы.

Применяются три основных вида обойм: стальные, железобетонные и армированные растворные.

Основными факторами, влияющими на эффективность обойм, являются процент поперечного армирования обоймы (хомутами), марка бетона или штукатурного раствора и состояние

кладки, а также схема передачи усилия на конструкцию.

С увеличением процента армирования хомутами прирост прочности кладки растет непропорционально, а по затухающей кривой.

кладки, усиленной обоймами, при центральном сжатии и внецентренном сжатии при малых эксцентриситетах (не выходящих за пределы ядра сечения) производится по формулам:

при стальной обойме

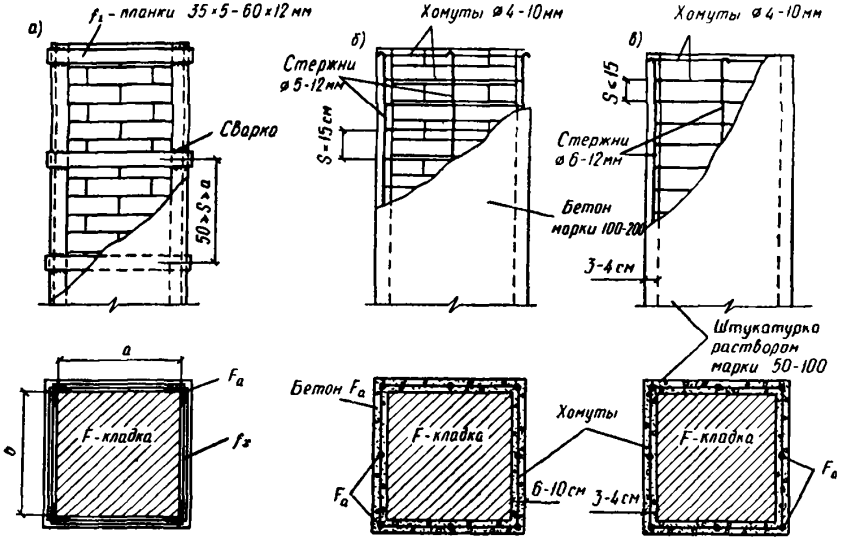


Рис. 33. Схема усиления кирпичных столбов обоймами

а — металлической; *б* — железобетонной; *в* — армированной штукатуркой

5.42. Стальная обойма состоит из вертикальных уголков, устанавливаемых на растворе по углам усиливаемого элемента, и хомутов из полосовой стали или круглых стержней, приваренных к уголкам. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения и не более 50 *см* (рис. 33, *а*). Стальная обойма должна быть защищена от коррозии слоем цементного раствора толщиной 25—30 *мм*. Для надежного сцепления раствора стальные уголки закрываются металлической сеткой.

5.43. Железобетонная обойма выполняется из бетона марки не ниже 150 с армированием вертикальными стержнями и сварными хомутами. Расстояние между хомутами должно быть не более 15 *см*. Толщина обоймы назначается по расчету и может быть от 4 до 12 *см* (рис. 33, *б*).

5.44. Штукатурная обойма армируется аналогично железобетонной, но вместо бетона арматура покрывается слоем цементного раствора (штукатуркой) марки 75—100.

5.45. Расчет конструкций из кирпичной

$$N \leqslant \psi\varphi m_{дл}\left[\left(m_к R + \eta \frac{2{,}5p}{1+2{,}5p} \cdot \frac{R_{а.п}}{100}\right)F + R_{а.с}F'_а\right]; \quad (116)$$

при железобетонной обойме

$$N \leqslant \psi\varphi m_{дл}\left[\left(m_к R + \eta \frac{3p}{1+p} \cdot \frac{R_{а.п}}{100}\right)F + m_б R_{пр} F_б + R_{а.с}F'_а\right]; \quad (117)$$

при армированной штукатурной обойме

$$N \leqslant \psi\varphi m_{дл}\left(m_к R + \eta \frac{2{,}8p}{1+2p} \cdot \frac{R_{а.п}}{100}\right)F. \quad (118)$$

Величины коэффициентов ψ и η принимаются: при центральном сжатии $\psi=1$ и $\eta=1$; при внецентренном сжатии

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h}; \quad (119)$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h}. \quad (120)$$

В формулах (116)—(118):

N — продольная сила;

F — площадь сечения усиливаемой кладки;

$F'_а$ — площадь сечения продольных уголков стальной обоймы или продольной арматуры железобетонной обоймы;

$F_б$ — площадь сечения бетона обоймы, заключенная между хомутами и кладкой (без учета защитного слоя);

$R_{а.п}$ — расчетное сопротивление поперечной арматуры обоймы;

$R_{а.с}$ — расчетное сопротивление продольной сжатой арматуры;

φ — коэффициент продольного изгиба (при определении φ значение α принимается как для неусиленной кладки);

$m_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки (см. п. 4.13);

$m_к$ — коэффициент условий работы кладки, принимаемый $m_к=1$ для кладки без повреждений; и $m_к=0{,}7$ — для кладки с трещинами;

$m_б$ — коэффициент условий работы бетона, принимаемый;

$m_б=1$ — при передаче нагрузки на обойму и наличии опоры снизу обоймы;

$m_б=0{,}7$ — при передаче нагрузки на обойму и отсутствии опоры снизу обоймы;

$m_б=0{,}35$ — без непосредственной передачи нагрузки на обойму;

p — процент армирования хомутами и поперечными планками, определяемый по формуле

$$p=\frac{2F_а(h+b)}{hbs}100; \qquad (121)$$

$F_а$ — сечение хомута или поперечной планки;

h и b — размеры сторон усиливаемого элемента;

s — расстояние между осями поперечных связей при стальных обоймах ($h\geqslant s\leqslant b$, но не более 50 *см*) или между хомутами при железобетонных и штукатурных обоймах ($s\leqslant 15$ *см*).

5.46. С увеличением размеров сечения (ширины) элементов при соотношении их сторон от 1:1 до 1:2,5 эффективность обойм несколько уменьшается, однако это уменьшение незначительно и практически его можно не учитывать.

Когда одна из сторон элемента, например стена (рис. 34), имеет значительную протяженность, то необходима постановка дополнительных поперечных, пропускаемых через кладку, связей, располагаемых друг от друга по длине стены на расстоянии не более $2d$ и не более 100 *см*, где d — толщина стены, и по высоте не более 75 *см*. Связи должны быть надежно закреплены. Расчет дополнительных поперечных связей производится по формуле (117), при этом коэффициент условий работы связей принимается равным 0,5.

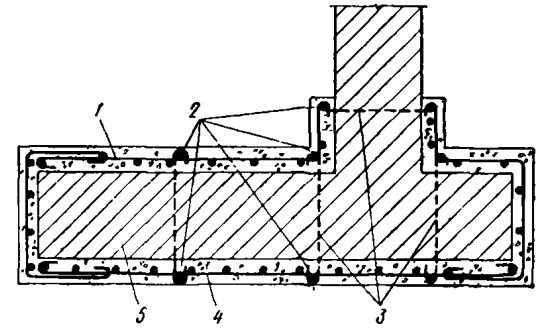


Рис 34. Схема усиления стены железобетонной обоймой

1 — металлическая сетка; *2* — дополнительные стержни, расположенные сверх сетки; *3* — хомуты (связи); *4* — бетон обоймы; *5* — кладка стены

Пример 7. Расчет усиления кирпичного простенка стальной обоймой.

Требуется запроектировать усиление простенка в существующем жилом доме. Кладка простенков выполнена из глиняного кирпича пластического формования марки 75 на растворе марки 25. Размер сечения простенка 54×103 *см*, высота 180 *см*; расчетная высота стены при продольном изгибе 2,78 *м*. Кладка простенка выполнена с утолщенными швами низкого качества, в кладке имеются небольшие начальные трещины в отдельных кирпичах и вертикальных швах, это свидетельствует о том, что напряжение в кладке достигло примерно $0{,}7\overline{R}$ (временного сопротивления) кладки. На простенок действует вертикальное усилие, равное 60 *т*, приложенное с эксцентриситетом 5 *см* по отношению к толщине стены.

По архитектурным соображениям усиление кладки принимается посредством включения простенка в стальную обойму из уголков согласно указаниям п. 5.39.

Из формулы (116) определяем необходимое увеличение несущей способности простенка за счет поперечной арматуры обоймы

$$\eta\frac{2{,}5p}{1+2{,}5p}\cdot\frac{R_{а.п}}{100}F=\frac{N}{\psi\varphi m_{дл}}-m_к RF-R_{а.с}F'_а,$$

где

$$\psi=1-\frac{2e_0}{h}=1-\frac{10}{54}=0{,}815$$

(по табл. 31 при $\lambda=5{,}5$); $\alpha=1000$; $\varphi_1\approx\varphi=0{,}98$. Согласно п. 4.13 принимаем $m_{дл}=1$; по табл. 10 $R=11$ *кГ/см²*; $m_к=0{,}7$; $F'_а$ — вертикальная арматура обоймы (уголки) принимается по конструктивным соображениям, в нашем случае 4⌞50×50 *мм*, $F'_а=4\times4{,}8=19{,}2$ *см²*.

Принимаем для обоймы сталь класса А-I.

По табл. 22 $R_{а.с}=430$ *кГ/см²* и $R_{а.п}=1500$ *кГ/см²*.

По формуле (120)

$$\eta=1-\frac{4e_0}{h}=1-\frac{4\cdot5}{54}=0{,}63.$$

Согласно формуле (116)

$$\eta = \frac{0{,}63 \cdot 2{,}5p}{1 + 2{,}5p} \cdot \frac{1500}{100} 5550 =$$

$$= \frac{60\,000}{0{,}815 \cdot 0{,}98} - 0{,}7 \cdot 11 \cdot 5550 - 430 \cdot 19{,}2;$$

$$\frac{0{,}63 \cdot 2{,}5p}{1 + 2{,}5p} \cdot \frac{1500}{100} = \frac{23{,}6p}{1 + 2{,}5p} = 4{,}33\ кГ/см^2,$$

откуда $p = 0{,}34\%$.

Принимаем расстояние между поперечными хомутами обоймы 34 *см* и определяем их сечение из условия

$\frac{V_{а.х}}{V_{кл}} 100 = 0{,}34\%$; По формуле (121):

$$p = \frac{2F_а(h+b)}{hbs} 100; \quad 0{,}4 = \frac{2F_а(54+103)}{35 \cdot 54 \cdot 103} = \frac{314\,F_а}{1890};$$

$$F_{а.х} = \frac{0{,}34 \cdot 1890}{314} = 2{,}05\ см^2.$$

Принимаем полосу сечением 30×7 *мм*; $F_{а.п} = 2{,}10\ см^2$.

Пример 8. В связи с надстройкой здания требуется запроектировать усиление внутренней несущей кирпичной стены толщиной 1,5 кирпича (38 *см*). Высота стены от уровня пола до низа перекрытия сборного настила 3 *м*. Кладка стены выполнена из сплошного глиняного кирпича пластического формования марки 75 на растворе марки 25. Состояние кладки удовлетворительное. После надстройки на 1 *м* стены будет передаваться усилие осевое 75 *т*.

$F_с = 3800\ см^2$. По табл. 10; 25 и 31 $R = 11\ кГ/см^2$; $\alpha = 1000$; $\lambda = \frac{300}{38} = 7{,}9$; $\varphi = 0{,}92$, по п. 4.13 $m_{дл} = 1$.

Расчетная несущая способность одного метра стены определяется по формуле $N_{пред} = \varphi m_{дл} RF = 0{,}92 \cdot 11 \times 3800 = 38\,400\ кГ < 75\,000\ кГ$.

Требуется усиление стены, которое осуществляем посредством включения стены в двухстороннюю железобетонную обойму с постановкой дополнительных поперечных стальных связей.

Толщину железобетонных стенок по конструктивным соображениям принимаем минимальной равной 6 *см*. Бетон марки 200 и армирование стальной сеткой из стержней диаметром 5 *мм* с ячейкой 15×15 *см*. Кроме того, для обеспечения работы железобетонных стенок как обоймы сверх сеток ставим вертикальные стержни из круглой стали диаметром 16 *мм* через 50 *см* и поперечные связи диаметром 16 *мм* через 50 *см* по высоте и длине стены.

Несущая способность 1 *м* стены усиленной железобетонной обоймой определяем по формуле (117). При этом принимаем, что усилие непосредственно на железобетонную обойму не передается; коэффициент условий работы железобетона принимаем $m_б = 0{,}35$. При определении поперечного армирования обоймы учитываем только поперечные связи диаметром 16 *мм*, расположенные через 50 *см* по длине и высоте стены.

Определяем процент армирования поперечными связями:

$$p = \frac{V_а}{V_к} 100 = \frac{F_а l_а}{F d_{ст}} 100 = \frac{2{,}01 \cdot 38}{50 \cdot 50 \cdot 38} 100 = 0{,}08\%,$$

где $V_а$ и $V_к$ — соответственно объем стержня (связи) и соответствующего объема кладки;

$F_а = 2{,}01$ — площадь сечения одного стержня;

$d_{ст}$ — толщина стены.

Вертикальное армирование обоймы принято 7 диаметром 5 *мм* и 2 диаметром 16 *мм* на каждые 50 *см* длины стены. Площадь арматуры на 1 *м* стены будет $F_а = 2(1{,}37 + 4{,}02) = 10{,}8\ см^2$; $F_б = 2 \cdot 6 \cdot 100 = 1200\ см^2$.

Коэффициент φ принимаем в запас прочности как для кирпичной кладки, учитывая высоту всего сечения с учетом обоймы; $\alpha = 1000$; $\lambda^h = \frac{300}{48} = 6{,}25$; $\varphi = 0{,}96$; $R_{пр}$ бетона $= 65\ кГ/см^2$. По табл. 22 для связей $R_а = 1500\ кГ/см^2$.

Исходя из приведенных данных по формуле (117) с введением коэффициента условий работы 0,5 (п. 5.43)

$$N = 0{,}96\left[\left(11 + \frac{3 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}5}{1 + 0{,}08} \cdot \frac{1500}{100}\right) 3800 + \right.$$

$$\left. + 0{,}35 \cdot 80 \cdot 1200 + 430 \cdot 10{,}8\right] = 83\,000\ кГ > 75\,000\ кГ.$$

Таким образом, принятое усиление стены достаточно.

6. (5). РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

(по образованию и раскрытию трещин и по деформациям)

6.1(5.1). По образованию и раскрытию трещин (швов кладки) и по деформациям следует рассчитывать:

а) внецентренно сжатые неармированные элементы при $e_0 > 0{,}7\ y$ (см. п. 6.5) (5.2);

б) смежные, работающие совместно конструктивные элементы кладки (например, сопряжения примыкающих друг к другу стен, облицовки и основной части стены и т. п.) из материалов различной деформативности (с различными модулями упругости, ползучестью, усадкой) или при значительной разнице в напряжениях, возникающих в этих элементах (см. раздел 8.6);

в) самонесущие стены, связанные с каркасами и работающие на поперечный изгиб, если несущая способность стен недостаточна для самостоятельного (без каркаса) восприятия нагрузок (см. раздел 8.4);

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

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

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

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

Расчет каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям второй группы производится:

а) по деформациям — на воздействие нормативных нагрузок;

б) по раскрытию трещин — на воздействие расчетных или нормативных нагрузок.

6.2. Если деформации растяжения кладки вызваны перемещениями каркаса или ветровых поясов, поддерживающих самонесущие или навесные стены, то предельные деформации растяжения кладки принимаются равными $\varepsilon_{пр}=0{,}15\cdot10^{-3}$ в зданиях первой степени долговечности; $\varepsilon_{пр}=0{,}2\cdot10^{-3}$ в зданиях второй степени долговечности.

При наличии продольного армирования в количестве $\mu\geqslant0{,}03\%$, а также при оштукатуривании неармированных конструкций по сетке, приведенные выше значения $\varepsilon_{пр}$ увеличиваются на 25%.

6.3. Конструкции, в которых по условиям эксплуатации не может быть допущено появление трещин в штукатурных и других покрытиях, должны быть проверены на деформации растянутых поверхностей. Эти деформации определяются при нормативных нагрузках, которые будут приложены после нанесения штукатурных или других покрытий, и не должны превышать величин, приведенных в табл. 43.

6.4. Расчет по деформациям растянутых поверхностей каменных конструкций из неармированной кладки производится по формулам:

на осевое растяжение

$$N^{н}\leqslant EF\varepsilon_{пр}; \qquad (122)$$

на изгиб

$$M^{н}\leqslant\frac{EJ\varepsilon_{пр}}{h-y}; \qquad (123)$$

на внецентренное сжатие

$$N^{н}\leqslant\frac{EF\varepsilon_{пр}}{\frac{F(h-y)e_0}{J}-1}; \qquad (124)$$

на внецентренное растяжение

$$N^{н}\leqslant\frac{EF\varepsilon_{пр}}{\frac{F(h-y)e_0}{J}+1} \qquad (125)$$

В формулах (122) — (125);

$N^{н}$ и $M^{н}$ — продольная сила и момент от нормативных нагрузок, которые будут приложены после нанесения на поверхность кладки штукатурных или плиточных покрытий;

Таблица 43

Предельные относительные деформации $\varepsilon_{пр}$ растяжения кладки, гарантирующие от появления трещин в защитном слое на растянутой поверхности кладки

Виды и назначение штукатурки	$\varepsilon_{пр}$
Гидроизоляционная цементная штукатурка для конструкций, подверженных гидростатическому давлению жидкостей	$0{,}08\cdot10^{-3}$
Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле или однослойное покрытие из плиток каменного литья (диабаз, базальт) на кислотоупорной замазке . .	$0{,}05\cdot10^{-3}$
Двух и трехслойные покрытия из прямоугольных плиток каменного литья на кислотоупорной замазке:	
а) вдоль длинной стороны плиток .	$0{,}1\cdot10^{-3}$
б) то же, вдоль короткой стороны плиток	$0{,}08\cdot10^{-3}$

$\varepsilon_{пр}$ — предельные деформации по табл. 43;

$(h-y)$ — расстояние от центра тяжести сечения кладки до наиболее удаленной растянутой грани покрытия.

Примечания: 1. Расчет армированных каменных конструкций, деформации которых по условиям эксплуатации должны быть ограничены, производится по раскрытию трещин по указаниям п. 6.9.

2. Деформации железобетонных и стальных конструкций, несущих на себе каменные покрытия, деформации которых должны быть по условиям эксплуатации ограничены (стенки резервуаров, ванн и других емкостей), определяются по указаниям норм проектирования этих конструкций.

6.5(5.2). Расчет по раскрытию трещин (швов кладки) внецентренно сжатых неармированных каменных конструкций следует производить при $e_0>0{,}7\,y$ исходя из следующих положений:

а) усилия определяют по расчетным нагрузкам при основных сочетаниях воздействий. Для особых сочетаний воздействий расчет по раскрытию трещин допускается не производить;

б) при расчете принимается линейная эпюра напряжений внецентренного сжатия как для упругого тела;

в) расчет производится для полного сечения по условному краевому напряжению растяжения, которое характеризует величину раскрытия трещин в растянутой зоне.

Расчет следует производить по формуле

$$N\leqslant\frac{m_{тр}R_{р\,и}F}{\frac{F(h-y)e_0}{J}-1}, \qquad (126)(23)$$

где J — момент инерции сечения в направлении изгибающего момента;

y — расстояние от центра тяжести сечения до более сжатого его края;

$R_{р.и}$ — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе (см. табл. 18(10)—20(12));

$m_{тр}$ — коэффициент условий работы кладки по раскрытию трещин, принимаемый по табл. 44(21).

Остальные обозначения величин те же, что в п. 4.20 (4.4).

Таблица 44 (21)

Коэффициенты условий работы кладки по раскрытию трещин (швов кладки) $m_{тр}$

Характеристика и условия работы кладки	Коэффициенты условий работы при степени надежности конструкций		
	I	II	III
1. Неармированная, внецентренно нагруженная и растянутая кладка	1,5	2,0	3,0
2. То же, с декоративной отделкой для конструкций с повышенными архитектурными требованиями	1,2	1,2	—
3. Неармированная внецентренно нагруженная с гидроизоляционной штукатуркой для конструкций, работающих на гидростатическое давление жидкостц	1,2	1,5	—
4. То же, с кислотоупорной штукатуркой или облицовкой на замазке на жидком стекле	0,8	1,0	1,0

Примечание. Коэффициенты условий работы по раскрытию трещин $m_{тр}$ при расчете продольно-армированной кладки на внецентренное сжатие, изгиб, осевое и внецентренное растяжение и главные растягивающие напряжения принимаются по табл. 44(21) с коэффициентами:

1,25 при $\mu \geqslant 0{,}1\%$;

1 при $\mu \leqslant 0{,}05\%$.

При промежуточных процентах армирования — по интерполяции по формуле $K = 0{,}75 + 5\,\mu$.

6.6. При расчете по трещинам конструкций из неармированной и армированной кладки, в которых раскрытие швов в кладке может вызвать появление трещин в штукатурке, но не является опасным для прочности и устойчивости конструкций, в формулах расчета на прочность по растяжению всех видов ($R_р$, $R_{р.и}$, $R_{гл}$) принимаются продольные силы и изгибающие моменты по нормативным нагрузкам и коэффициенты условий работы по табл. 44 (21).

Таблица 45

Расчетные сопротивления арматуры $R_а^{тр}$ в $кГ/см^2$ для продольно армированных конструкций при расчете их по раскрытию трещин

Наименование конструкций	Условия работы	Расчетные сопротивления арматуры при степени долговечности		
		I	II	III
Продольно-армированные изгибаемые и растянутые элементы в условиях агрессивной для арматуры среды	а) Растяжение кладки в горизонтальном направлении (по перевязанному сечению)	420	600	600
	б) Растяжение кладки в вертикальном направлении (по неперевязанному сечению)	250	350	350
Продольно-армированные емкости при наличии требований непроницаемости покрытий каменных конструкций	а) Гидроизоляционная штукатурка	170	250	350
	б) Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле и однослойное покрытие из плиток каменного литья на кислотоупорной замазке . . .	120	150	150
	в) Двух- и трехслойное покрытие из прямоугольных плиток каменного литья на кислотоупорной замазке: растяжение вдоль длинной стороны плиток	300	350	350
	растяжение вдоль короткой стороны плиток	170	250	250

Примечания: 1. Расчет по несущей способности конструкций, указанных в п. 6.6, должен производиться с учетом расчленения конструкций после возникновения трещин или образования шарниров в сечениях с раскрытием швов.

2. Если требования расчета по трещинам (п. 6.6) не удовлетворены, в местах раскрытия швов должны быть предусмотрены деформационные швы.

6.7. Расчет продольно армированных растянутых, изгибаемых и внецентренно сжатых каменных конструкций по раскрытию трещин (швов кладки) должен производиться исходя из следующих предпосылок:

а) расчет производится для всего сечения кладки и арматуры (без учета раскрытия швов), принимая закон линейного распределения напряжений по сечению;

б) расчетные сопротивления арматуры принимаются по табл. 45.

6.8. При расчете продольно армированных внецентренно сжатых, изгибаемых и растянутых каменных конструкций по раскрытию трещин (швов кладки) сечение конструкций приводится к одному материалу (стали) по отношению модулей упругости кладки и стали

$$n' = \frac{E_к}{E_а}.$$

Площадь сечения, расстояние центра тяжести сечения до сжатой грани и момент инерции приведенного сечения определяются по формулам

$$F_{пр} = n' F + F_a + F'_a; \quad (127)$$

$$y_{пр} = \frac{n' Fy + F_a h_0 + F'_a a'}{F_{пр}}; \quad (128)$$

$$J_{пр} = n' J + n' F (y_{пр} - y)^2 + F_a (h_0 - y_{пр})^2 + F'_a (y_{пр} - a')^2. \quad (129)$$

В формулах (127) — (129):

n' — отношение модулей упругости кладки и стали;

F, y, J — площадь сечения, расстояние центра тяжести сечения до сжатой грани и момент инерции сечения кладки;

$F_{пр}, y_{пр}, J_{пр}$ — те же величины для приведенного сечения;

F_a — площадь сечения растянутой арматуры;

F'_a — площадь сечения сжатой арматуры;

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

a — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до растянутого края сечения;

a' — расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до сжатого края сечения.

6.9. Расчет по раскрытию трещин продольно армированных каменных конструкций производится по формулам:

на осевое растяжение

$$N^н \leqslant m_{тр} R_a^{тр} F_{пр}; \quad (130)$$

на изгиб

$$M^н \leqslant \frac{m_{тр} R_a^{тр} J_{пр}}{h_0 - y_{пр}}; \quad (131)$$

на внецентренное сжатие

$$N^н \leqslant \frac{m_{тр} R_a^{тр} F_{пр}}{\frac{F_{пр} (h_0 - y_{пр}) e_0}{J_{пр}} - 1}; \quad (132)$$

на внецентренное растяжение

$$N^н \leqslant \frac{m_{тр} R_a^{тр} F_{пр}}{\frac{F_{пр} (h_0 - y_{пр}) e_0}{J_{пр}} + 1}. \quad (133)$$

В формулах (130) — (133):

$N^н$ и $M^н$ — продольная сила и момент от нормативных нагрузок (при расчете конструкций по раскрытию трещин в штукатурных и плиточных покрытиях усилия определяются по нормативным нагрузкам, которые будут приложены после нанесения покрытий);

$m_{тр}$ — коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин по табл. 44 (21) с учетом примечания к табл. 44 (21);

$F_{пр}, y_{пр}, J_{пр}$ — параметры приведенного сечения по формулам (127) — (129);

$e_0 = \frac{M^н}{N^н}$ — эксцентриситет продольной силы $N^н$.

7. РАСЧЕТ УЗЛОВ ОПИРАНИЯ ПЕРЕКРЫТИЙ, БАЛКОНОВ И ПР. НА КИРПИЧНУЮ КЛАДКУ

7.1. При заделке в кирпичные стены и столбы железобетонных прогонов, балок и настилов, кроме расчета на внецентренное и местное сжатие сечений ниже опорного узла, должен быть проверен расчетом на осевое сжатие опорный узел с целью учета неравномерного распределения напряжений в сечениях, расположенных в пределах опорного узла.

Расчет опорного узла при осевом сжатии производится по формуле

$$N \leqslant abRF, \quad (134)$$

где F — суммарная площадь сечения кладки и железобетонных элементов в опорном узле в пределах контура стены или столба, на которые уложены элементы;

R — расчетное сопротивление кладки сжатию;

a — коэффициент, зависящий от величины площади опирания железобетонных элементов в узле;

b — коэффициент, зависящий от типа пустот в железобетонном элементе.

Коэффициент a при опирании всех видов железобетонных элементов (прогонов, балок, перемычек, поясов, настилов) принимается равным:

$a = 1$, если $F_э \leqslant 0{,}1\,F$;

$a = 0{,}8$, если $F_э \geqslant 0{,}4\,F$,

где $F_э$ — суммарная площадь опирания железобетонных элементов в узле.

При промежуточных значениях $F_э$ коэффициент a определяется по интерполяции.

Если железобетонные элементы (балки, настилы и др.), заделанные в кладку с различных сторон, имеют одинаковую высоту и площадь их опирания в узле $F_э > 0{,}8F$,

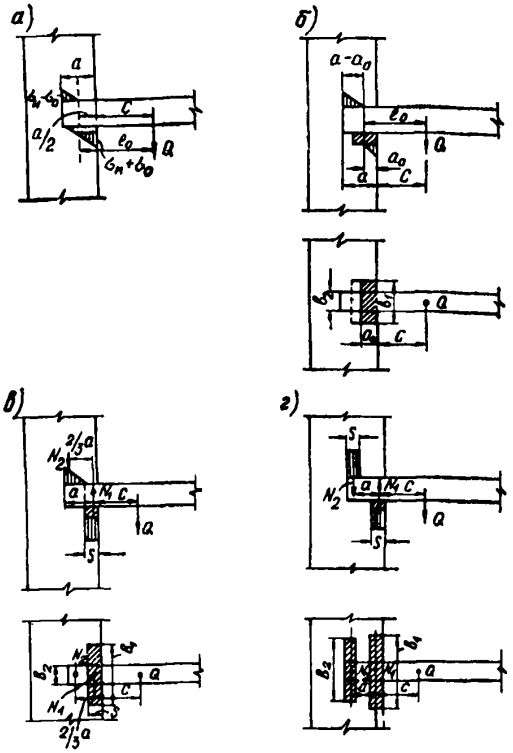


Рис. 35.

а—г — различные случаи и расчетные схемы заделки консольных балок

разрешается производить расчет без учета коэффициента a, принимая в формуле (134) $F = F_э$.

Коэффициент b принимается равным:

1 — при сплошных элементах и настилах с круглыми пустотами;

0,5 — при настилах с овальными пустотами и наличии хомутов на опорных участках.

7.2. В сборных железобетонных настилах с незаполненными пустотами при заделке их в кладку кроме проверки несущей способности опорного узла в целом должна быть проверена несущая способность горизонтального сечения, пересекающего ребра настила. При опирании настилов на кирпичную кладку расчет производится по формуле

$$N \leqslant mR_{пр}F_{нт} + RF_{кл}, \qquad (135)$$

где $R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, принимается по главе СНиП II-В.1-62*;

$F_{нт}$ — площадь горизонтального сечения настила, ослабленная пустотами, на длине опирания настила на кладку (суммарная площадь сечения ребер);

$m = 1{,}25$ для тяжелых бетонов и $m = 1{,}1$ для бетонов на пористых заполнителях.

7.3. Прочность кладки в пределах высоты опорного узла должна быть не меньше прочности остальной части кладки (например, если кладка ниже или выше перекрытия армирована сетками, такое же армирование должно применяться в опорном узле).

7.4. При опирании железобетонных балок, прогонов или перемычек на кладку совместная работа в опорном узле бетона и кладки на сжатие учитывается только при ширине участков кладки с каждой стороны элемента не менее 25 *см*.

7.5. При опирании сборных перекрытий на стены толщиной 25 *см* и менее из штучных каменных материалов концы железобетонных настилов или плит на опорах должны быть связаны арматурой и замоноличены. При отсутствии замоноличивания расчетное сопротивление кладки опорных участков стен должно быть уменьшено на 20%.

7.6. Расчет заделки консольных балок в кладку (рис. 35, *а*) производится по формуле

$$Q \leqslant \frac{R_{см}ab}{\frac{6e_0}{a} + 1}, \qquad (136)$$

где Q — расчетная сила от веса балки и приложенных к ней нагрузок;

$R_{см}$ — расчетное сопротивление при местном сжатии, определяемое по указаниям п.4.29;

a — глубина заделки балки в кладку;

b — ширина полок балки;

e_0 — эксцентриситет расчетной силы относительно середины заделки

$$e_0 = c + \frac{a}{2};$$

c — расстояние силы Q от плоскости стены.

Необходимая глубина заделки может быть определена по формуле

$$a = \frac{2Q}{R_{см}b} + \sqrt{\frac{4Q^2}{R_{см}^2b^2} + \frac{6Qc}{R_{см}b}}. \qquad (137)$$

Примечание. Если эксцентриситет нагрузки относительно центра площади заделки превышает более чем в 2 раза глубину заделки ($e_0 > 2a$), напряжения от сжатия могут не учитываться; расчет в этом случае производится по формуле

$$Q = \frac{R_{см}\, a^2 b}{6e_0}.$$

7.7. Если заделка конца балки не удовлетворяет требованию расчета по формуле (136), необходима укладка распределительных плит снизу балки с наружной стороны (рис. 35, *б*) или снизу и сверху балки. Расчетная сила Q должна удовлетворять расчету по формулам:

а) по напряжениям смятия кладки под балкой

$$Q \leqslant \frac{R_{см}\, ab_1}{\frac{3e_0}{a}\left(1+\frac{b_1}{b_2}\right)+\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}; \qquad (138)$$

б) по напряжениям смятия кладки над балкой

$$Q \leqslant \frac{R_{см}\, ab_2}{\frac{3e_0}{a}\left(1+\frac{b_2}{b_1}\right)-\sqrt{\frac{b_2}{b_1}}}, \qquad (139)$$

где b_1 — ширина плиты под балкой;

b_2 — ширина плиты над балкой или ширина балки (при отсутствии плиты сверху);

$e_0 = c + a_0$ — эксцентриситет силы Q.

Полезная длина нижней плиты a_0 определяется по формуле

$$a_0 = \frac{a}{1+\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}. \qquad (140)$$

Примечание. При применении распределительных подкладок в виде узких балок с шириной не более $^1/_3$ глубины заделки разрешается под ними принимать прямоугольную эпюру напряжений (*рис. 35, в и 35, г*).

8. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ. РАСЧЕТ ПРИМЫКАНИЙ ПОПЕРЕЧНЫХ СТЕН К ПРОДОЛЬНЫМ

8.1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

8.1.1. Вертикальные и горизонтальные конструкции здания (стены, столбы, рамы каркаса, перекрытия, покрытия и др.) образуют пространственную систему, элементы которой воспринимают действующие на здание нагрузки.

8.1.2(6.5). Распределение усилий между элементами здания зависит от жесткости перекрытий (материала, конструкции и длины участков перекрытий между поперечными вертикальными конструкциями), толщины и высоты стен и наличия в них проемов, материалов кладки (группы кладок), а также от соединений между конструктивными элементами здания.

Неармированные кладки из каменных материалов в зависимости от вида кладки, а также прочности камней и растворов подразделяются на четыре группы [табл. 46 (22)].

8.1.3(6.6). Каменные стены в зависимости от конструктивной схемы здания подразделяются на:

несущие, воспринимающие кроме нагрузок от собственного веса нагрузки от покрытий, перекрытий, кранов и т. п.;

самонесущие, воспринимающие нагрузку только от собственного веса стен всех этажей здания и ветровую нагрузку;

ненесущие (в том числе навесные), воспринимающие только нагрузку от собственного веса и ветра в пределах одного этажа или одной панели каркасных зданий при высоте этажа не более 6 м; при большей высоте этажа стены этого типа условно относятся к самонесущим.

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

8.1.4(6.7). Каменные стены и столбы зданий при расчете на горизонтальные нагрузки, внецентренное и центральное сжатие принимаются опирающимися в горизонтальном направлении на междуэтажные перекрытия, покрытия и поперечные стены. Эти опоры по степени жесткости делятся на жесткие и упругие.

За жесткие опоры принимают:

а) поперечные устойчивые конструкции — поперечные каменные и бетонные стены толщиной не менее 12 *см*, железобетонные толщиной не менее 6 *см*, контрфорсы, поперечные рамы с жесткими узлами, отрезки поперечных стен и другие конструкции, рассчитанные на восприятие горизонтальной нагрузки.

Эти поперечные конструкции рассматриваются как неподвижные вертикальные опоры примыкающих к ним стен;

б) покрытия и междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными устойчивыми конструкциями не более указанных в табл. 47 (23);

в) ветровые пояса, фермы, ветровые связи и железобетонные обвязки, рассчитанные по

Таблица 46 (22)

Группы кладок

Вид кладки	Группы кладок			
	I	II	III	IV
1. Сплошная кладка из кирпича или камней правильной формы марки 50 и выше	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	—	—
2. То же, марок 35 и 25	—	На растворе марки 10 и выше	На растворе марки 4	—
3. То же, марок 15, 10, 7	—	—	На любом растворе	—
4. То же, марки 4	—	—	—	На любом растворе
5. Крупные блоки из кирпича или камней (вибрированные и невибрированные)	На растворе марки 25 и выше	—	—	—
6. Облегченная кладка из кирпича или бетонных камней с перевязкой горизонтальными тычковыми рядами и скобами	На растворе марки 25 и выше с заполнением бетоном или вкладышами марки 25 и выше	На растворе марки 10 и выше с заполнением бетоном или вкладышами марок 10 и 15	На растворе марки 10 и выше с заполнением бетоном марки 7 или с засыпкой	—
7. Облегченная кладка из кирпича или камней колодцевая (с перевязкой вертикальными стенками)	То же	На растворе марки 10 и выше с заполнением бетоном или вкладышами марки 15 и ниже или с засыпкой	—	—
8. Кладка из грунтовых материалов	—	—	На известковом растворе	На глиняном растворе
9. Кладка из бута под скобу или из плитняка	На растворе марки 50	На растворе марок 25 и 10	На растворе марки 4	—
10. Кладка из постелистого бута	—	На растворе марки 25 и выше	На растворе марок 10 и 4	На глиняном растворе
11. Кладка из рваного бута	—	На растворе марки 50 и выше	На растворе марок 25 и 10	На растворе марки 4
12. Бутобетон	На бетоне марки 100 и выше	На бетоне марок 75 и 50	На бетоне марки 35	—

Таблица 47 (23)

Максимальные расстояния $l_{ст}$ между поперечными конструкциями, при которых покрытия и перекрытия считаются жесткими опорами для стен и столбов

Тип перекрытия и покрытия	Расстояние между поперечными конструкциями в м при группе кладки			
	I	II	III	IV
А. Железобетонные и армокаменные сборные замоноличенные (см. примечание 2) и монолитные	54	42	30	—
Б. Из сборных железобетонных настилов (см. примечание 3) и из железобетонных или стальных балок с настилом из плит или камней . .	42	36	24	—
В. Деревянные . . .	30	24	18	12

Примечания: 1. Указанные в табл. 47 (23) предельные расстояния должны быть уменьшены в следующих случаях:

а) при скоростных напорах ветра 70, 85 и 100 $кГ/м^2$ — соответственно на 15, 20 и 25%;

б) при высоте зданий 22—32 *м* — на 10%; 33—48 *м* — на 20% и более 48 *м* — на 25%;

в) для узких зданий при ширине здания b менее двойной высоты этажа H — пропорционально отношению $b/2H$.

2. В сборных замоноличенных перекрытиях типа А стыки между плитами должны быть усилены для передачи через них растягивающих усилий (путем сварки выпусков арматуры, прокладки в швах дополнительной арматуры с заливкой швов раствором марки не ниже 100 — при плитах из тяжелого бетона и марки не ниже 50 — при плитах из легкого бетона или другими способами замоноличивания).

3. В перекрытиях типа Б швы между плитами или камнями, а также между элементами заполнения и балками должны быть тщательно заполнены раствором марки не ниже 50.

4. Перекрытия типа В должны иметь настил в виде дереволит или двойной деревянный настил, или же настил, накат и подшивку. К типу В относится также деревянное чердачное перекрытие с крышей.

5. Указанные в табл. 47 (23) расстояния $l_{ст}$ не распространяются на здания из крупных панелей.

прочности и по деформациям на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от стен.

За упругие опоры принимают: покрытия и междуэтажные перекрытия при расстояниях между поперечными устойчивыми конструкциями, превышающих указанные в табл. 47 (23) при отсутствии ветровых связей, указанных в подпункте «в».

Независимо от расстояния между поперечными конструкциями к упругим опорам относятся также покрытия из легких конструкций (например, из асбестоцементных плит), опирающихся на металлические или железобетонные фермы, прогоны, балки.

8.1.5. В случае необходимости могут быть запроектированы специальные горизонтальные опоры стен. Например, могут быть применены железобетонные горизонтальные ребра жесткости, связанные со стеной и рассчитанные на восприятия горизонтальной (ветровой) нагрузки.

Эти ребра могут входить в конструкцию перекрытий, покрытий, площадок промышленных зданий, карнизов и пр. Могут также применяться специальные ветровые горизонтальные фермы.

8.1.6(6.7). Стены и столбы, не имеющие связи с перекрытиями (катковые опоры и т. п.), рассматриваются как консоли, заделанные в грунт.

8.1.7 Для статического расчета зданий со стенами из сборных каменных конструкций (например, из виброкирпичных панелей) рекомендуется применять методы, приведенные в «Указаниях по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов» (СН 321-65).

Эти же методы, а также другие методы строительной механики следует использовать при проектировании зданий из штучных каменных материалов в случаях применения в кладке стен армокаменных, комплексных или железобетонных горизонтальных элементов, предназначенных для перераспределения нагрузок между стенами или их участками.

8.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ И РАСЧЕТ СТЕН ПРИ ЖЕСТКОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЕ ЗДАНИЙ

а) Жесткая конструктивная схема

8.2.1. К зданиям с жесткой конструктивной схемой относятся здания, имеющие жесткие (неподвижные) горизонтальные опоры в виде перекрытий и покрытий, удовлетворяющих требованиям п. 8.1.4 «б».

Жесткую конструктивную схему имеют, как правило, жилые дома, большая часть общественных зданий.

б) Расчет стен на внецентренное сжатие и изгиб из плоскости

8.2.2. В зданиях, жесткость которых обеспечивается согласно п. 8.2.1, стены и столбы рассчитываются на внецентренные нагрузки, как вертикальные неразрезные балки (рис. 36, *а*). В целях упрощения расчета допускается считать стену или столб расчлененными по высоте на однопролетные балки с расположением шарниров в плоскостях опирания перекрытий (рис. 36, *б*). При этом нагрузка от

верхних этажей принимается приложенной в центре тяжести сечения стены или столба вышележащего этажа. Нагрузки в пределах данного этажа считаются приложенными с фактическими эксцентриситетами относительно центра тяжести сечения стены или столба с учетом изменения сечения стены в

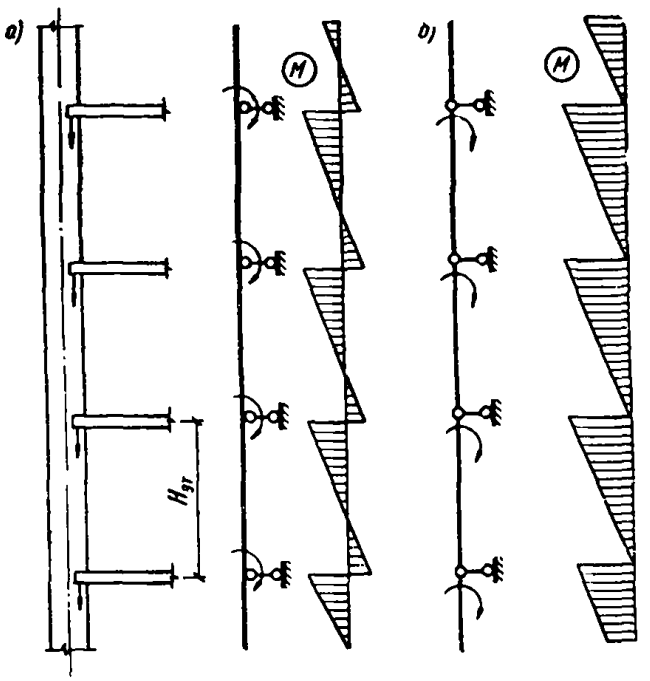


Рис. 36. Расчетные схемы и эпюры изгибающих моментов от вертикальных внецентренно приложенных нагрузок

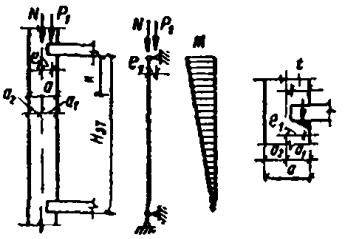
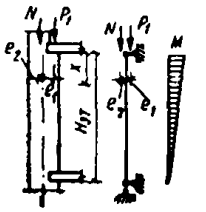
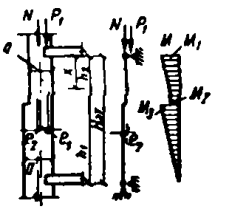
а — стена рассчитывается, как неразрезная балка; *б*—стена рассчитывается в пределах каждого этажа как простая балка

пределах этажа и ослабления горизонтальными и наклонными бороздами. При отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления, разрешается принимать расстояние от точки приложения опорной реакции прогонов, балок или настила до внутренней грани стены или опорной плиты, равное одной трети глубины заделки, но не более 7 *см*.

Таким образом, изгибающие моменты учитываются от нагрузок, приложенных в пределах рассматриваемого этажа, т. е. от перекрытия над этим этажом, балконов и т. п. и от ветровой нагрузки. Момент от нагрузок вышележащих этажей учитывается, если сечение стены изменяется в уровне перекрытия над данным этажом. При изменении сечения стены в пределах рассчитываемого этажа должен учитываться момент, вызванный смещением оси стены.

Таблица 48

Основные формулы для определения усилий в сечениях стен, имеющих в горизонтальном направлении неподвижные опоры

Конструкция стены, расчетные схемы и эпюры моментов	Формулы
	$N_x = N + P_1 + P_{св}$; $M_x = P_1 e_1 \left(1 - \frac{x}{H_{эт}}\right)$; $e_1 = a_1 - \frac{t}{3}$
	$N_x = N + P_1 + P_{св}$; $M_x = (Pe_1 - Ne_2) \times \left(1 - \frac{x}{H_{эт}}\right)$;
	$N_x = N + P_1 + P_{св}$; $M_1 = P_1 e_1$; $M_2 = \frac{P_1}{H_{эт}}(e_1 h_1 - e_2 h_2) - \frac{Ne_2 h_2}{H_{эт}}$; $M_3 = \frac{P_1 h_1}{H_{эт}}(e_1 + e_2) + \frac{Ne_2 h_1}{H_{эт}}$

Обозначения:

P_1 — расчетная величина опорного давления перекрытия над рассматриваемым перекрытием;

$P_{св}$ — расчетное значение собственного веса участка стены между рассматриваемым сечением и первым расположенным выше этажом;

N — сумма всех расчетных нагрузок на стену, расположенных выше рассматриваемого этажа. В величину N включается также продольное усилие от действия ветровой нагрузки, если она учитывается в расчете;

M — расчетный изгибающий момент.

Примечание. Моменты от ветровой нагрузки, действующей в пролете стены, между двумя перекрытиями, учитываются дополнительно, как для балки с двумя заделанными концами, за исключением верхнего этажа, в котором верхняя опора принимается шарнирной.

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки определяются в пределах каждого этажа, как для балки с заделанными концами, за исключением верхнего этажа, в котором верхняя опора принимается шарнирной.

Основные расчетные формулы для определения нормальных сил и моментов при рассматриваемой расчетной схеме приведены в табл. 48.

в) Расчет на усилия от ветровых нагрузок, действующих в плоскости стены

8.2.3. Расчет зданий на ветровые нагрузки, направленные параллельно этим стенам, производится в следующей последовательности:

а) определяются расчетные значения ветровой нагрузки;

б) производится распределение ветровой нагрузки между поперечными или продольными стенами, расположенными в направлении действия нагрузки;

в) определяются усилия (напряжения), возникающие в стенах здания и их элементах (перемычках, соединениях) при действии ветровой нагрузки.

8.2.4. Величина нормативной и расчетной ветровой нагрузки определяется по указаниям главы СНиП «Нагрузки и воздействия».

8.2.5. Ветровая распределенная нагрузка на k-ю стену здания определяется по формуле

$$q_k = q\left(\frac{v_1 l}{\delta_k \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{\delta_i}} + v_2 \frac{L_{k-1} + L_k}{2}\right), \qquad (141)$$

где q_k — нагрузка на метр высоты рассчитываемой стены k на рассматриваемом уровне по высоте здания;

q — интенсивность ветровой нагрузки ($кГ/м^2$) на том же уровне;

v_1 и v_2 — коэффициенты, зависящие от вида перекрытий (при монолитном железобетонном перекрытии $v_1=0{,}9$ и $v_2=0{,}1$; при сборных замоноличенных перекрытиях $v_1=0{,}65$ и $v_2=0{,}35$; при деревянных перекрытиях $v_1=0{,}1$ и $v_2=0{,}9$);

L_{k-1} и L_k — расстояния между рассматриваемой k-й стеной и соседними справа и слева стенами;

δ_i и δ_k — горизонтальные перемещения стен на уровне $^2/_3$ высоты стены относительно планировочной отметки земли, вызванные равномерно распределенной по высоте этих стен нагрузкой $q=1$;

l — длина здания в направлении, перпендикулярном давлению ветра;

n — число стен, параллельных направлению ветра.

Перемещения должны определяться с учетом деформаций изгиба, а при отношении высоты стены H к высоте сечения $h \leqslant 10$ — также и с учетом деформаций сдвига. При вычислении прогибов относительные деформации сдвига вычисляются по формуле

$$\gamma = K\frac{Q}{GF}, \qquad (142)$$

где Q — поперечная сила в рассматриваемом сечении;

F — площадь сечения;

G — модуль сдвига кладки (п.3.19);

K — коэффициент, равный 1,2 при прямоугольной форме сечения.

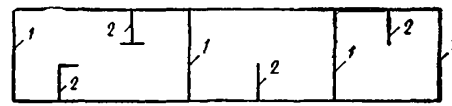


Рис. 37. Схема поперечных стен здания
1 — диафрагмы; *2* — стены малой жесткости

Формулы для вычисления коэффициентов K для сечений сложной формы см. в приложении 7.

При значительной разнице в жесткости стен одного направления более жесткие стены (стены *1* на рис. 37) могут рассматриваться как диафрагмы жесткости здания, воспринимающие основную часть ветровой нагрузки. При этом участки малой жесткости (стены *2* на рис. 37) также следует рассчитывать на ветровую нагрузку, так как при прогибе диафрагм и при жестких перекрытиях возникают прогибы и соответствующие напряжения в других стенах.

Ветровые нагрузки, воспринимаемые диафрагмами, определяются по формуле (141) при значениях v_1 и v_2, указанных выше, а ветровые нагрузки на стены малой жесткости — по той же формуле, но при значениях $v_1=1$ и $v_2=0$. При этом как при расчете диафрагм, так и стен малой жесткости учитывается сумма характеристик жесткости $\Sigma\frac{1}{\delta_i}$ всех стен. Расчет распределения ветровых нагрузок между поперечными стенами см. в примере 9.

8.2.6. Каждая стена рассматриваемого направления рассчитывается, как консоль, заделанная в основании под действием горизонтальных нагрузок q_k от активного и пассивного действия ветра.

Если стена имеет расположенные друг над другом проемы (например, дверные), то она

рассматривается как система вертикальных консолей (полос между проемами), связанных друг с другом перемычками. При расчете, как правило, перемычки рассматриваются как абсолютно жесткие ригели (распорки), шарнирно связанные со стенами.

В этом случае нагрузку, воспринимаемую каждым участком (вертикальной полосой) стены, разрешается определять по формуле

$$q_j = q_k \frac{1}{\delta_j \sum_{i=1}^{r} \frac{1}{\delta_i}}, \qquad (143)$$

где q_k — горизонтальная распределенная нагрузка, воспринимаемая рассчитываемой стеной, k;

q_j — горизонтальная распределенная нагрузка, воспринимаемая рассчитываемым участком j стены k;

δ_j — прогиб рассчитываемого j-го участка стены при единичной распределенной нагрузке в уровне $^2/_3$ высоты стены;

δ_i — то же, для участка стены i;

r — количество вертикальных участков, на которые стена разделена проемами. В поперечных стенах с проемами количество этих участков обычно равно двум или трем, а в продольных — более трех.

Прогибы должны определяться с учетом указаний п. 8.2.5. Расчет стены с проемами на ветровую нагрузку, действующую в ее плоскости, см. в примере 10.

Расчет стены с проемами как рамы или пластинки с учетом жесткости перемычек допускается при условии, если прочность перемычек, достаточная для восприятия соответствующих моментов и поперечных сил, подтверждена расчетом (см. п. 8.5.7).

При нерегулярном расположении в стене отдельных проемов, разделенных перемычками с отношением $H_п : l_п \geqslant 0{,}75$ ($H_п$ и $l_п$ — высота и пролет перемычки) при площади нетто любого вертикального или горизонтального сечения, составляющей не менее 70% его полной площади, разрешается при определении усилий рассчитывать стену как сплошную. При расчете на прочность сечений, пересекающих проемы, принимается момент инерции, момент сопротивления и площадь сечения нетто.

8.2.7. Если стены взаимно перпендикулярного направления соединены друг с другом перевязкой или другими достаточно жесткими и прочными связями, разрешается учитывать совместную работу рассчитываемой стены и участков примыкающих к ней стен. В этом случае расчетное горизонтальное составное сечение может иметь форму двутавра, швеллера, тавра и т. п. Достаточная прочность или трещиностойкость перевязки или соединений должна быть подтверждена расчетом на горизонтальные (п. 8.2.9) и на вертикальные нагрузки (п. 8.6.21). Если соединение между стенами осуществляется гибкими (металлическими) связями, при расчете на ветровую нагрузку участки стен перпендикулярного направления не включаются в сечение рассчитываемой стены. В случае необходимости связь между примыкающими друг к другу стенами может быть обеспечена рассчитанными на сдвиг железобетонными шпонками или поясами.

8.2.8. При статическом расчете стен на горизонтальные нагрузки, действующие в их плоскости, расчетную ширину полок составных сечений (см. п. 8.2.7) разрешается принимать равной $^1/_3 H$ в каждую сторону от края рассчитываемой стены, но не более $6h$ и не более расстояния от края стены до края примыкающего к ней простенка (при наличии проемов); H — высота стены; h — толщина примыкающей (например, наружной) стены.

8.2.9. При учете совместной работы поперечных и продольных стен при действии горизонтальной нагрузки должно быть обеспечено восприятие сдвигающих усилий в местах их взаимного примыкания:

$$T_{эт} = \frac{QFyH_{эт}}{J} \leqslant hH_{эт}R_{ср}, \qquad (144)$$

где $T_{эт}$ — сила сдвига в пределах одного этажа;

Q — расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки в середине высоты этажа;

y — расстояние от оси продольной стены до оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане;

F — площадь сечения полки (например, участка продольной стены, учитываемого в расчете);

J — момент инерции нетто сечения стен относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стен в плане;

h — толщина стены;

$H_{эт}$ — высота этажа;

$R_{ср}$ — расчетное сопротивление кладки срезу по перевязанному сечению.

Если поперечная и продольная стены выполнены из материалов различной жесткости, то при вычислении F и J принимается ширина полки $b_{пр}$, приведенная к материалу поперечной стены, по формуле

$$b_{пр} = b\frac{E_2}{E_1}, \qquad (145)$$

где b — ширина полки;

E_2 — модуль деформаций материала полки (например, кладки учитываемого участка продольной стены);

E_1 — модуль деформаций материала стенки (например, кладки рассматриваемого участка поперечной стены).

8.2.10. Расчетная перерезывающая сила в перемычках поперечных стен при изгибе этих стен в их плоскости определяется по формуле

$$T = \frac{QH_{эт}\mu}{l}, \qquad (146)$$

где Q — расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки, воспринимаемая поперечной стеной в уровне перекрытия, примыкающего к рассчитываемым перемычкам;

$H_{эт}$ — расстояние по высоте между серединами проемов, разделенных перемычкой;

l — длина поперечной стены в плане;

$\mu = \frac{S_0 l}{J}$ — коэффициент неравномерности касательных напряжений в сечении; значения μ могут приниматься: для двутавровых сечений 1,15; для тавровых сечений 1,35; для прямоугольных сечений (например, когда в расчетное сечение не включаются участки продольных стен) 1,5;

S_0 — статический момент части сечения, находящейся по одну сторону от оси, проходящей через центр тяжести сечения;

J — момент инерции нетто всего сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения.

8.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ И РАСЧЕТ СТЕН ПРИ УПРУГОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЕ ЗДАНИЙ

8.3.1. При упругой конструктивной схеме зданий производится расчет рамной системы, стойками которой являются стены и столбы (железобетонные, кирпичные и др.), а ригелями — несущие перекрытия и покрытия. При этом принимается, что стойки заделаны в грунт в уровне пола здания (при наличии бетонного подстилающего слоя под полы и отмостки). Жесткость стен или столбов, выполненных из кирпичной или каменной кладки при статическом расчете рамы, разрешается определять, принимая модуль упругости кладки $E_к = 0{,}8E_0$ и момент инерции сечения без учета раскрытия швов.

Перекрытия и покрытия при расчете рамной системы рассматриваются как абсолютно жесткие ригели (распорки), шарнирно связанные со стенами.

8.3.2. При значительных сосредоточенных нагрузках (например, опорные реакции ферм, балок больших пролетов, прогонов, подкрановых балок и пр.) стены, как правило, усиливаются пилястрами. В этом случае стойки имеют тавровое сечение. Если нагрузка перекрытия или покрытия распределена равномерно по длине стены (например, при покрытии из железобетонного настила), за ширину полки может приниматься вся ширина простенка или же, при глухих стенах, — вся длина стены между осями примыкающих к пилястре пролетов.

Если нагрузка от перекрытия сосредоточена на отдельных участках (опирание ферм, балок и пр.), то при статическом расчете разрешается принимать ширину полки тавра согласно указаниям п. 8.2.8. Если толщина стены меньше 0,1 высоты сечения пилястры, то сечение рассматривается как прямоугольное, без учета примыкающих участков стены.

8.3.3. Каждая поперечная рама, состоящая из вертикальных и горизонтальных элементов, расположенных на одной оси рассчитывается, как правило, независимо от других рам, если нет специальных условий, при которых возможна существенная перегрузка какой-либо рамы при загрузке других пролетов. Расчет производится на все нагрузки, расположенные между средними осями пролетов здания, примыкающих к рассчитываемой раме.

8.3.4. Расчет стен и столбов законченного здания упругой конструктивной схемы произ-

водится с учетом разных условий работы этих элементов при нагрузках, приложенных до и после установки перекрытий. Стены и столбы рассчитываются на нагрузки, приложенные до установки перекрытий или покрытий (собственный вес стен, некоторые виды оборудования и др.) как свободно стоящие стойки, заделанные в грунт. На нагрузки, приложенные после устройства перекрытий, стены и столбы рассчитываются как элементы рам. Усилия, вычисленные при этих двух нагрузках, суммируются.

Опорные реакции в шарнирной верхней опоре каждой стойки определяются последовательно от всех приложенных нагрузок и полученные значения суммируются.

Примечание. Расчет одноэтажных многопролетных рам с шарнирно-опертыми ригелями и ступенчатыми защемленными стойками может производиться по таблицам справочников.

8.4. РАСЧЕТ НА ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ САМОНЕСУЩИХ СТЕН, ОПИРАЮЩИХСЯ НА ПОПЕРЕЧНЫЕ РАМЫ КАРКАСА ИЛИ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ДИАФРАГМЫ

8.4.1. Гибкие самонесущие стены имеют, как правило, малую изгибную жесткость по сравнению с жесткостью поддерживающих их элементов здания и поэтому при статическом расчете таких стен принимается, что вся ветровая нагрузка, приложенная к наружным стенам, воспринимается вертикальными или горизонтальными диафрагмами здания. При этом соответствующие участки наружной стены между диафрагмами рассчитываются на ветровую нагрузку.

8.4.2. При жестких железобетонных перекрытиях, удовлетворяющих требованиям табл. 47 (23), или же при малых расстояниях между рамами каркаса (например, 6 *м*) принимается, что деформации стены при изгибе из плоскости, при действии ветровой нагрузки, равны соответствующим деформациям вертикальных элементов каркаса или же других поперечных конструкций.

8.4.3. При больших расстояниях между поперечными вертикальными диафрагмами и перекрытиях, не удовлетворяющих требованиям табл. 47 (23), перекрытия или покрытия рассматриваются как горизонтальные податливые опоры наружных стен (упругие горизонтальные диафрагмы), если они могут воспринимать ветровую нагрузку (например, сборные железобетонные перекрытия, усиленные монолитными железобетонными поясами по периметру или же с армированной монолитной плитой по сборным элементам и пр.). Могут быть запроектированы также специальные горизонтальные опоры стен (см. п. 8.1.5).

Горизонтальные диафрагмы должны быть рассчитаны на прочность при изгибе в своей плоскости от ветровой нагрузки; при этом принимается, что их опорами являются поперечные устойчивые вертикальные диафрагмы, расположенные у концов рассматриваемого участка здания.

8.4.4. Расчет на ветровые нагрузки наружных стен, опирающихся на вертикальные или горизонтальные упругие (податливые) диафрагмы, производится по деформациям. Кроме того, при расчете стен на прочность должны учитываться дополнительные эксцентриситеты, вызванные прогибами поддерживающих конструкций.

8.4.5. Относительные деформации кладки на растянутой поверхности стены при изгибе в вертикальной плоскости должны отвечать условию

$$\varepsilon = \varepsilon_{и} - \varepsilon_0 \leqslant \varepsilon_{пр}, \qquad (147)$$

где $\varepsilon_{и}$ — относительная деформация растяжения при изгибе стены;

ε_0 — то же, при сжатии стены;

$\varepsilon_{пр}$ — предельные (допустимые) деформации на растянутой поверхности стены, приведенные в п. 6.2.

Деформации растяжения стены определяют из условия одинакового радиуса кривизны стены и поддерживающей конструкции.

Значения $\varepsilon_{и}$ и ε_0 вычисляются по формулам:

$$\varepsilon_{и} = \frac{h-y}{\rho} = \frac{M^{н}(h-y)}{EJ}; \qquad (148)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{N^{н}_{к}}{F_{к} E_{к}}. \qquad (149)$$

В случаях изгиба стены в горизонтальной плоскости принимается $\varepsilon_0 = 0$.

В формулах (148) и (149):

$M^{н}$ — изгибающий момент от нормативных нагрузок в сечении примыкающего к стене вертикального элемента каркаса или сплошной вертикальной диафрагмы. При опирании на горизонтальные диафрагмы — изгибающий момент в сечении примыкающего к стене элемента горизонтальной фермы или в сечении сплошной плиты (пояса);

EJ — жесткость вертикальных элементов каркаса, горизонтальных элементов ферм или сплошных

диафрагм. Если сплошные диафрагмы выполнены из железобетона, их жесткость разрешается определять при значениях $E=0{,}85\ E_б$, где $E_б$ — начальный модуль деформаций бетона, или же вычислять более точными методами по указаниям норм и пособий по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

h — толщина стены (высота сечения);

y — расстояние от центра тяжести до более сжатого края сечения стены;

$N_к^н$ — продольная сила сжатия в кладке стены от нормативных нагрузок;

$E_к$, $F_к$, $J_к$ — модуль упругости, площадь и момент инерции сечения элемента кладки. Принимается $E_к=0{,}8\,E_0$.

Вместо определения деформаций по формуле (147) может быть проверена жесткость элемента каркаса по формуле

$$EJ \geqslant \frac{M^н\,(h-y)}{\varepsilon_{пр}+\varepsilon_0}\,. \qquad (150)$$

Если $E_к J_к \geqslant 0{,}1EJ$, то разрешается уменьшать величину $M^н$ умножением на коэффициент

$$\xi = \frac{EJ}{EJ+E_к J_к}\,. \qquad (151)$$

Расчет по деформациям самонесущей стены, опирающейся на элементы каркаса, см. в примере 11.

8.4.6. Если самонесущая стена поддерживается при ветровой нагрузке вертикальными элементами каркаса или сплошными диафрагмами, то при вычислении изгибающего момента, действующего в вертикальной плоскости, учитывается дополнительный эксцентриситет продольной силы $e_д$ в направлении прогиба стены, определяемый по формуле

$$e_д = \frac{\varepsilon_{и.расч}}{\varepsilon_{о.расч}} \cdot \frac{r^2}{h-y}\,, \qquad (152)$$

где $\varepsilon_{и.расч}$ и $\varepsilon_{о.расч}$ — относительные деформации от расчетных нагрузок (вычисленные с учетом коэффициентов перегрузки);

$r = \sqrt{\frac{J_к}{F_к}}$ — радиус инерции сечения стены.

8.4.7. Если деформации растяжения, вычисленные по формуле (147), превышают $\varepsilon_{пр}$ и в стене не может быть допущено устройство деформационных швов, то должна быть повышена определяемая по формуле (150) жесткость элемента каркаса, поддерживающего стену, или же кладка стены должна быть усилена продольным армированием.

При продольном армировании и $p \geqslant 0{,}03\%$ предельные деформации растяжения, как это указано в п.6.2, могут быть увеличены на 25%.

При больших деформациях, превышающих $\varepsilon_{пр}$ более чем на 25%, продольное армирование стены назначается исходя из расчета по прочности:

а) при изгибе в вертикальной плоскости — принимая дополнительный эксцентриситет продольной силы по формуле (152);

б) при изгибе в горизонтальной плоскости — принимая расчетную величину изгибающего момента в вертикальном сечении кладки по формуле

$$M_к = \frac{\varepsilon_{и\ расч} E_к J_к}{h-y}\,. \qquad (153)$$

Модуль упругости для продольно армированной кладки принимается по указаниям п.3.15.

8.4.8. Стена с проемами, поддерживаемая при ветровой нагрузке горизонтальными и вертикальными диафрагмами здания, может быть рассчитана как статически неопределимая система, состоящая из горизонтальных и вертикальных полос (поясов и простенков).

Допускается также рассчитывать каждую из горизонтальных и вертикальных полос стены отдельно, имея в виду, что в простенках возможно раскрытие горизонтальных швов, что существенно уменьшает их жесткость. В этом случае горизонтальные полосы рассчитываются по деформациям (см. п.8.4.5).

Величина расчетного изгибающего момента в вертикальной полосе определяется по формуле

$$M = M_0 + M', \qquad (154)$$

где M_0 — расчетный изгибающий момент в рассчитываемом сечении стены, рассматриваемой как балка с заделкой внизу и неподвижной шарнирной опорой вверху;

M' — дополнительный момент в том же сечении, вызванный перемещением упругих горизонтальных опор (диафрагм).

Если по высоте стены имеется несколько горизонтальных диафрагм, то при определении M' вертикальная полоса рассчитывается как неразрезная балка, заделанная внизу и опирающаяся на упругие опоры в уровне горизонтальных диафрагм.

При опирании вертикальной полосы стены только вверху, на одну горизонтальную диафрагму (например, в одноэтажных промышленных зданиях) момент M' определяется по формуле

$$M' = Ax, \qquad (155)$$

где x — расстояние от верхней упругой опоры до рассчитываемого сечения;

A — горизонтальная сила на уровне верхней опоры при ее перемещении;

$$A = \frac{3E_к J_к f}{H^3}; \qquad (156)$$

f — прогиб стены у верхней опоры, равный прогибу горизонтальной диафрагмы при действии ветровой нагрузки;

H — расчетная высота стены от уровня ее заделки до оси горизонтальной диафрагмы.

При определении прогиба f горизонтальной диафрагмы разрешается, в запас прочности, не учитывать сопротивление стены изгибу, уменьшающее прогиб.

Если горизонтальная диафрагма по концам опирается на рамы каркаса или на другие вертикальные элементы здания, прогиб которых при действии ветровой нагрузки составляет более 10% прогиба горизонтальных диафрагм, то при расчете вертикальной полосы стены следует определять прогиб горизонтальных опор с учетом горизонтального перемещения вертикальных элементов в уровне этих опор.

Расчет сечений вертикальной полосы производится на внецентренное сжатие, при эксцентриситете $e_0 = \frac{M}{N}$, где M определяется по формуле (154), а N — нормальная сила, определяемая с учетом собственного веса конструкций, вычисленного при двух вариантах коэффициента перегрузки: 0,9 и 1,1.

8.5. РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ СТЕН И ЭЛЕМЕНТОВ СТЕН (ПЕРЕМЫЧЕК, ПРОСТЕНКОВ) НА УСИЛИЯ ОТ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

8.5.1. При расчете стены (или ее отдельных вертикальных участков) на вертикальные и горизонтальные нагрузки должны быть проверены:

а) горизонтальные сечения на сжатие, внецентренное сжатие или же на сжатие и изгиб, вызванный горизонтальными нагрузками;

б) наклонные сечения на главные растягивающие напряжения при изгибе в плоскости стены;

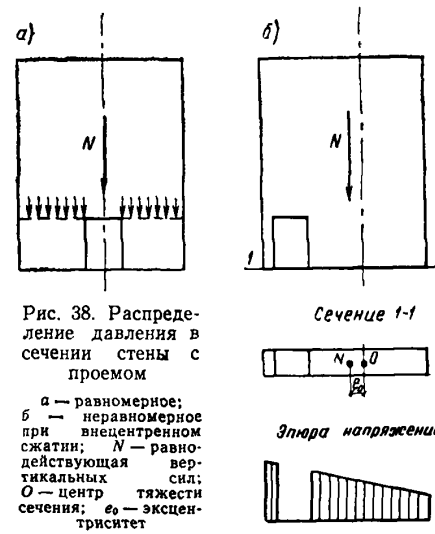


Рис. 38. Распределение давления в сечении стены с проемом

а — равномерное; *б* — неравномерное при внецентренном сжатии; N — равнодействующая вертикальных сил; O — центр тяжести сечения; e_0 — эксцентриситет

в) раскрытие трещин при вертикальной нагрузке при различной загрузке или разной жесткости смежных участков стен (п. 8.6.1—8.6.3).

8.5.2. В стене с проемами каждый простенок рассчитывается на нагрузку, соответствующую участку стены, расположенному над этим простенком между осями соседних проемов без учета возможного перераспределения этой нагрузки на соседние, менее напряженные простенки, через перемычки. Разгрузка этих простенков за счет перераспределения нагрузки на смежные простенки не учитывается в связи с возможным появлением трещин в перемычках при неравномерной осадке здания, изменениях температуры и др. Исключением являются случаи, указанные в п. 8.5.3.

8.5.3. Если на простенок опирается сплошная стена (или стена с редкими, нерегулярно расположенными проемами), обеспечивающая перераспределение давления между простенками (рис. 38), то сечение стены разрешается рассматривать как одно целое с учетом ослаблений проемами (сечение «нетто»).

При этом если равнодействующая вертикальных нагрузок приложена к центру рассчитываемого сечения, то напряжения распределяются равномерно по длине сечения

(рис. 38, *а*); если же равнодействующая смещена (рис. 38, *б*) по отношению к центру сечения (например, при несимметричном расположении проемов), то при расчете должен учитываться эксцентриситет в плоскости стены.

8.5.4. При одновременном действии вертикальной и горизонтальной (ветровой) нагрузки в поперечных стенах (или на отдельных участках между проемами) возникают усилия, приложенные с эксцентриситетом в направлении продольной оси стены. Такие же эксцентриситеты могут возникать при несовпадении равнодействующей вертикальных усилий с центром тяжести рассчитываемого горизонтального сечения. Одновременно вертикальные нагрузки могут создавать усилия, приложенные с эксцентриситетом в поперечном направлении. В этом случае разрешается следующий метод расчета на совместное действие этих нагрузок:

а) сжатая часть сечения, длина которой определяется при расчете на изгиб в плоскости стены (при действии момента от ветровой нагрузки и от внецентренного приложения вертикальной нагрузки) делится на несколько (но не менее пяти) участков. Каждый из этих участков рассчитывается отдельно, причем в пределах каждого из них определяется среднее напряжение при изгибе σ_i и усилие $N_i = \sigma_i F_i$, где F_i — площадь участка сечения; это усилие считается приложенным центрально по отношению к продольной оси рассматриваемого участка сечения;

б) нормальное усилие в сечении принимается равным сумме нормального усилия, возникающего на рассматриваемом участке действия вертикальной нагрузки, и усилия N_i от действия изгибаемого момента;

в) момент в поперечном направлении определяется от вертикальной нагрузки с учетом основного и случайного эксцентриситета (п. 4.24) из плоскости стены;

г) часть сечения, растянутая при изгибе, рассчитывается аналогично сжатой, делением на участки согласно подпункта «а». Нормальное усилие на каждом участке равно разности усилий от вертикальной осевой нагрузки и изгибающего момента.

Эпюра напряжений от действия изгибающего момента принимается как для упругого материала.

Если при расчете на горизонтальную нагрузку учитывается совместная работа продольных и поперечных стен, то принимается указанный в настоящем пункте метод расчета, причем включаемые в расчет участки стен, перпендикулярные к направлению действия ветра, рассматриваются как площади F_i расчетного сечения.

8.5.5. Расчет поперечных стен на главные растягивающие напряжения производится по формуле

$$Q \leqslant \frac{R_{ск}\, hl}{\mu} \qquad (157)$$

и при наличии в стене растянутой зоны по формуле $Q \leqslant \frac{R_{ск} F_c}{\mu}$,

где Q — расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки в середине высоты этажа;

$$R_{ск} = \sqrt{R_{гл}(R_{гл} + \sigma_0)}; \qquad (158)$$

$R_{ск}$ — расчетное сопротивление скалыванию кладки, обжатой продольной расчетной силой N, определяемой с коэффициентом перегрузки $n = 0{,}9$

$$\sigma_0 = \frac{N}{F}. \qquad (159)$$

При наличии в стене растянутой зоны принимается (при отсутствии сейсмических нагрузок)

$$\sigma_0 = \frac{N}{F_c}; \qquad (160)$$

F — поперечное сечение стены;

F_c — площадь сжатой части сечения стены;

h — толщина поперечной стены на участке, где эта толщина наименьшая, при условии, если длина этого участка превышает $^1/_4$ высоты этажа или же $^1/_4$ длины стены; при наличии в стене каналов их ширина из толщины стены исключается;

l — длина поперечной стены в плане. Если в сечение входят полки в виде отрезков наружных или продольных внутренних стен, то l — расстояние между осями этих полок;

μ — коэффициент неравномерности касательных напряжений в сечении (см. п. 8. 2. 10).

8.5.6. Если сопротивление стены скалыванию, определяемое по формуле (157), недостаточно, она может быть армирована продольной арматурой в горизонтальных швах. Расчетное сопротивление скалыванию армированной кладки $R_{а.ск}$ может быть определено по формуле

$$R_{а.ск} = \sqrt{\frac{pR_a}{100}\left(\frac{pR_a}{100} + \sigma_0\right)}, \qquad (161)$$

где p — процент армирования, определяемый по вертикальному сечению стены.

8.5.7. Если при расчете стен здания на ветровую нагрузку перемычки рассматриваются только как горизонтальные элементы, шарнирно связанные с вертикальными сплошными участками стен, расчет перемычек производится только на вертикальные нагрузки, расположенные над ними. В этом случае возможность развития трещин в перемычках ограничивается расчетом стен на трещиностойкость по указаниям пп. 8.6.1—8.6.3.

Если же прочность стен с проемами при ветровых нагрузках обеспечивается только при условии учета жесткости перемычек при изгибе и сдвиге, обязательна проверка прочности перемычек при действии перерезывающей силы T, равной сумме поперечных сил от ветровой и неравномерной вертикальной нагрузки.

Расчет перемычек производится на скалывание и на изгиб, причем предельное усилие $T_{\text{пред}}$ принимается меньшим из двух следующих величин:

$$T_{\text{пред}} = {}^2/_3 R_{\text{гл}} F; \qquad (162)$$

$$T_{\text{пред}} {}^1/_3 R_{\text{р.и}} F \frac{H_{\text{п}}}{l_{\text{п}}}, \qquad (163)$$

где $R_{\text{гл}}$ — расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе по косой штрабе (см. табл. 18);

$R_{\text{р.и}}$ — расчетное сопротивление растяжению при изгибе по перевязанному сечению (табл. 18);

F — поперечное сечение перемычки;

$H_{\text{п}}$ и $l_{\text{п}}$ — высота и пролет (в свету) перемычки.

Примечание. Если сопротивление кладки недостаточно, перемычка должна быть усилена продольным армированием или железобетонными балками, рассчитываемыми на изгиб и скалывание на момент $M = \frac{Tl_{\text{п}}}{2}$ и поперечную силу $Q = T$ по указанию «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций».

Расчет заделки концов железобетонных балок в кладку производится по аналогии с указаниями п. 7.6.

8.6. РАСЧЕТ СТЕН МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ИЗ КИРПИЧА ИЛИ КЕРАМИЧЕСКИХ КАМНЕЙ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН ПРИ РАЗЛИЧНОЙ ЗАГРУЗКЕ ИЛИ РАЗНОЙ ЖЕСТКОСТИ СМЕЖНЫХ УЧАСТКОВ СТЕН

8.6.1. Если наружные и внутренние стены (или же смежные участки одной и той же стены, связанные друг с другом перемычками) отличаются по степени загрузки или же выполнены из различных материалов (например, из силикатного и глиняного кирпича или керамических камней), то участки стен, близкие к их пересечению (или же перемычки), должны быть рассчитаны по образованию и раскрытию трещин.

8.6.2. При расчете условно принимается, что обе стены (или смежные участки одной и той же стены) не связаны друг с другом и определяется свободная деформация каждой из двух стен отдельно при действии расчетных длительных нагрузок. Разность свободных деформаций этих стен должна удовлетворять условию

$$\delta_1 - \delta_2 \leqslant \delta_{\text{пр}}, \qquad (164)$$

где δ_1 — абсолютная свободная деформация сжатия одной из стен (или участка стены);

δ_2 — то же, второй стены;

$\delta_{\text{пр}}$ — предельная допустимая разность деформаций согласно табл. 49.

Величины свободных деформаций определяются как сумма деформаций кладки во всех этажах здания от уровня верха фундамента до верха стены, по формулам:

$$\delta_1 = \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{1i} h_i}{E_{1i}} + \delta_{\text{ус}_1};$$
$$\delta_2 = \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{2i} h_i}{E_{2i}} + \delta_{\text{ус}_2}, \qquad (165)$$

где σ_{1i} — напряжения в кладке первой свободно стоящей стены в i-м этаже;

σ_{2i} — то же, второй стены;

E_{1i} — модули деформаций кладки первой стены на i-м этаже;

E_{2i} — то же, второй стены;

h_i — высота i-го этажа;

$\delta_{\text{ус1}}$ и $\delta_{\text{ус2}}$ — абсолютные деформации усадки первой и второй стены, вычисленные по относительным значениям усадок материалов стен (см. п. 3.24), умноженным на высоту соответствующих участков стен;

n — количество этажей от пола подвала до верхнего или рассматриваемого промежуточного этажа.

Напряжения определяются в середине каждого этажа и вычисляются при расчетных значениях всех длительных нагрузок. Модули упругости E_i, входящие в формулы (165), вычисляются по формуле

$$E_i = \alpha_{1i} \bar{R}_i, \qquad (166)$$

Таблица 49

Предельная (допустимая) разность деформаций стен

Число этажей	5	6	7	8	9	12 и более
Высота стены, *м*	15	18	21	24	27	36 и более
$\delta_{пр}$, *мм*	7	8	9	10	12	15

где $\overline{R_i}$ — средний предел прочности кладки первой или второй стены данного этажа, принимаемый согласно п. 3.15 для кладки, возводимой в летних условиях;

α_{1i} — характеристика деформаций, которая зависит от материала кладки (табл. 50) и учитывает полные деформации кладки (за исключением деформаций усадки).

В зданиях высотой более пяти этажей (или более 15 *м*), кроме разности деформаций по всей высоте стены, должны быть проверены разности деформаций стен любых пяти этажей (например, от первого до пятого, от второго до шестого и т. д.) или участков стен высотой 15 *м*. Эти разности, вычисленные по указанным выше правилам, не должны превышать 7 *мм*.

Таблица 50

Значения характеристики деформаций α_1 для кладки на растворах марок 25 и выше

Вид кладки	α_1 при	
	летней кладке	зимней кладке после затвердевания
Из кирпича глиняного . . .	450	300
Из кирпича силикатного . .	250	170
Из керамических камней высотой 140 *мм*	550	370

8.6.3. Приведенный в п. 8.6.2 расчет ограничивает возможность раскрытия трещин, но не исключает полностью вероятность их появления. Трещины, отделяющие внутренние стены от наружных, могут появиться также по причинам, не учитываемым в расчете (например, при неравномерной осадке фундаментов). Поэтому в зданиях высотой девять и более этажей, а при кладке из силикатного кирпича в зданиях высотой более пяти этажей рекомендуется через два-три этажа устраивать по периметру всех стен железокирпичные или железобетонные пояса, обеспечивающие связь между стенами даже в случае появления вертикальных или наклонных трещин.

8.6.4. В случае, если $\delta_1 - \delta_2 \leqslant 0{,}5\ \delta_{пр}$, стена при неравномерной загрузке вертикальными нагрузками является трещиностойкой. В этом случае должны быть уложены только два пояса в зданиях высотой 12 и более этажей, обеспечивающих связь между стенами в случае появления температурных или осадочных трещин.

8.7. УЧЕТ ЗАПОЛНЕНИЙ (СТЕН) КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ РАСЧЕТЕ КАРКАСОВ

8.7.1. При оценке перемещений каркасных стен для определения периода собственных колебаний каркасных зданий, вызванных ветровой нагрузкой, допускается учитывать работу заполнения из кирпичной или каменной кладки при условии применения раствора марки не ниже 50 и при толщине стены не менее 25 *см*. При расчете каркаса по несущей способности заполнение должно учитываться только как нагрузка.

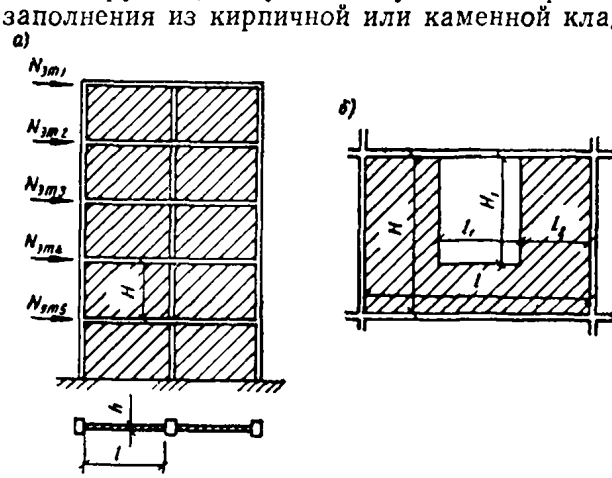


Рис. 39. К расчету каркасных стен

а — схема каркасной стены с заполнением панелей каркаса кладкой; *б* — схема заполнения с проемом

8.7.2. В случае, указанном в первом абзаце п. 8.7.1 допускается повышать поэтажные жесткости каркаса при определении части деформаций, вызванных поперечной силой (сдвигом).

Расчетное значение горизонтальной поперечной силы в заполнении (рис. 39, *а*) не должно превышать величины

$$Q_{пр} = \frac{0{,}7R_{ср}\,lh'}{1-\frac{\alpha}{\beta}}\gamma, \qquad (167)$$

где l — длина заполнения панели каркаса;

h — толщина заполнения;

$\beta = \frac{l}{H}$ — применение формулы (167) допускается при удовлетворении неравенства $0{,}8 \leqslant \beta \leqslant 2$;

$R_{ср}$ — расчетное сопротивление срезу (касательное сцепление) по неперевязанному сечению (см. табл. 18);

α — коэффициент, принимаемый равным 0,4 для кладки из сплошного кирпича и 0 — для кладки из пустотелого кирпича;

γ — коэффициент, учитывающий влияние проема; для сплошного заполнения 1; для заполнения с проемом шириной $l_1 \leqslant 0{,}6\ l$ и высотой $H_1 \leqslant 0{,}65\ H$ (рис. 39, *б*) при условии $\frac{H_1}{l_2} \leqslant 2$ (l_2 — ширина простенка) коэффициент γ можно определять по формуле

$$\gamma = 0{,}5\left\{1 - 1{,}54\left[1 - 0{,}25\left(1 - \frac{l_1}{l}\right)\right]\frac{H_1}{H}\right\}. \quad (168)$$

8.7.3. Жесткость зданий с металлическим или железобетонным каркасом и с заполнением из каменной кладки должна отвечать следующим требованиям:

а) горизонтальные перемещения верха здания по отношению к отметке верха фундамента, определяемые без учета поворота фундамента, не должны превышать $^1/_{1000}$ высоты здания;

б) эти же перемещения, определяемые с учетом поворота фундамента, не должны превышать $^1/_{750}$ высоты здания;

в) перекосы панелей каркаса, заполненных каменной кладкой, вызванные поперечной силой, должны быть не более $^1/_{1500}$.

Пример 9. Найти распределение ветровой нагрузки между поперечными стенами 12-этажного жилого дома, длина здания 66 *м*; высота 38 *м*. Схематический план и разрез по наружной стене здания приведены на рис. 40, *а* горизонтальные сечения всех участков стены — на рис. 41. Перекрытия сборные железобетонные, замоноличенные. Расчет производим по указаниям п. 8.2.5 и по формуле (141).

Нумерация стен приведена на рис. 40, *а*.

Так как при расчете распределения ветровой нагрузки прогибы стен определяются на высоте $^2/_3 H = 25{,}3$ *м*, а толщина стены уменьшается на уровне 21,6 *м*, то это изменение сечения стены практически не влияет на величину прогиба. Поэтому находим J_0 (момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стены) и коэффициенты K (для вычисления прогибов от действия поперечной силы) только для сечений стен в нижних этажах.

Приводим вычисление величин J_0 и K для сложного сечения стены № 1.

Площадь сечения:

$$F = 96{,}2 \cdot 6{,}4 + 11 \cdot 6{,}4 + (12 + 29{,}5) 6{,}4 = 950\ дм^2.$$

Статический момент относительно верхнего края сечения:

$$S_1 = 96{,}2 \cdot 6{,}4\,\frac{96{,}2}{2} + 11 \cdot 6{,}4\,(11 + 3{,}2) +$$

$$+ 41{,}5 \cdot 6{,}4\,(65{,}1 + 3{,}2) = 48\,600\ дм^3.$$

Расстояние от верхнего края сечения до его центра тяжести

$$z = \frac{S_1}{F} = \frac{48\,600}{950} = 51{,}2\ дм.$$

Момент инерции относительно верхнего края сечения (пренебрегая очень малыми моментами инерции горизонтальных участков относительно их собственной оси):

$$J_1 = \frac{64 \cdot 96{,}2^3}{3} + 11 \cdot 6{,}4\,(11 + 3{,}2)^2 +$$

$$+ 41{,}5 \cdot 6{,}4\,(65{,}1 + 3{,}2)^2 = 3\,140\,000\ дм^4.$$

Момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения:

$J_0 = 3\,140\,000 - 950 \cdot 51{,}2^2 = 650\,000\ дм^4 = 65 \cdot 10^4\ дм^4$.

Коэффициент K определяем по указаниям приложения 7.

На рис. 42 показана схема, по которой производится расчет при точном определении коэффициента K по формулам (220)—(223). При таком очень трудоемком расчете получена величина $K = 1{,}86$, приведенная для стены № 1 в табл. 51. Вместо точного расчета целесообразно применение приближенного расчета по формуле (224); этот расчет приводим полностью.

$$D_в = D_3;\ D_н = D_4,$$

где участки D_3 и D_4 см. на рис. 42;

$$D_в = D_3 = \frac{1}{b}\left(\frac{2}{15} b^2 h^5 + \frac{2}{3} S^* b h^3 + S^{*2} h\right);$$

S^* — статический момент относительно нейтральной оси участков D_1 и D_2, расположенных выше участка D_3.

$$S^* = 6{,}4 \cdot 11\left(51{,}2 - \frac{11}{2}\right) + 6{,}4 \cdot 17{,}4\left(33{,}8 + \frac{6{,}4}{2}\right) =$$

$$= 3220 + 4120 = 7{,}34 \cdot 10^3\ дм^3;$$

$S^{*2} = 53{,}83 \cdot 10^6\ дм^6$;

$h = 3{,}38 \cdot 10\ дм$; $h^3 = 38{,}6 \cdot 10^3\ дм^3$; $h^5 = 440{,}99 \cdot 10^5\ дм^5$;

$b = 6{,}4\ дм$; $b^2 = 40{,}96\ дм^2$;

$$D_в = \frac{1}{6{,}4}\left(\frac{2}{15} 40{,}96 \cdot 440{,}99 \cdot 10^5 + 0{,}667 \cdot 7{,}34 \cdot 10^3 \times\right.$$

$$\left. \times 6{,}4 \cdot 38{,}6 \cdot 10^3 + 53{,}83 \cdot 10^6 \cdot 3{,}38 \cdot 10\right) = 5091 \cdot 10^5\ дм^5;$$

Формула для определения D_4 та же, что для D_3;

S^* — статический момент относительно нейтральной оси участков D_5 и D_6, расположенных ниже участка D_4;

$$S^* = 6{,}4 \cdot 24{,}7\left(45 - \frac{24{,}7}{2}\right) + 6{,}4 \cdot 47{,}9\left(13{,}9 + \frac{6{,}4}{2}\right) =$$

$$= 5161 + 5242 = 10{,}4 \cdot 10^3\ дм^3;$$

$S^{*2} = 108{,}16 \cdot 10^6\ дм^6$;

$h = 1{,}39 \cdot 10$; $h^3 = 2{,}68 \cdot 10^3$; $h^5 = 5{,}18 \cdot 10^5\ дм^5$;

$b = 6{,}4\ дм$; $b^2 = 40{,}96\ дм^2$;

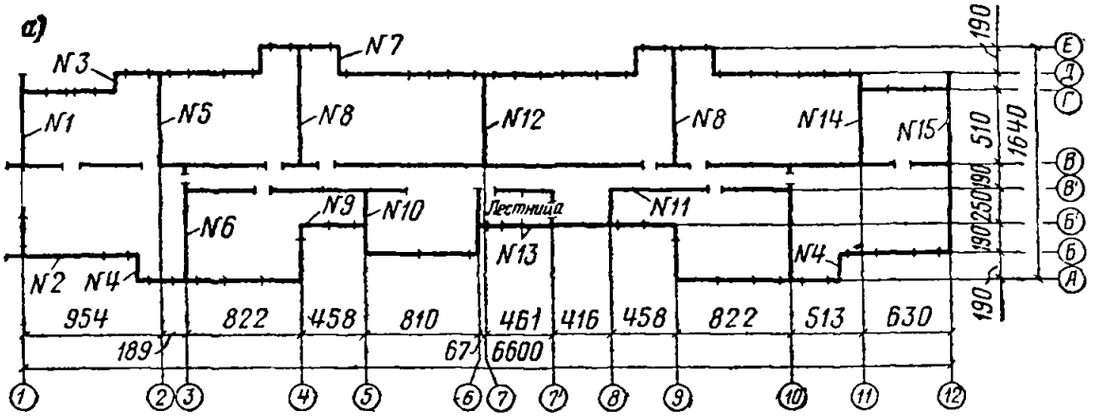


Рис. 40. Схема здания

а — план; б — поперечный разрез

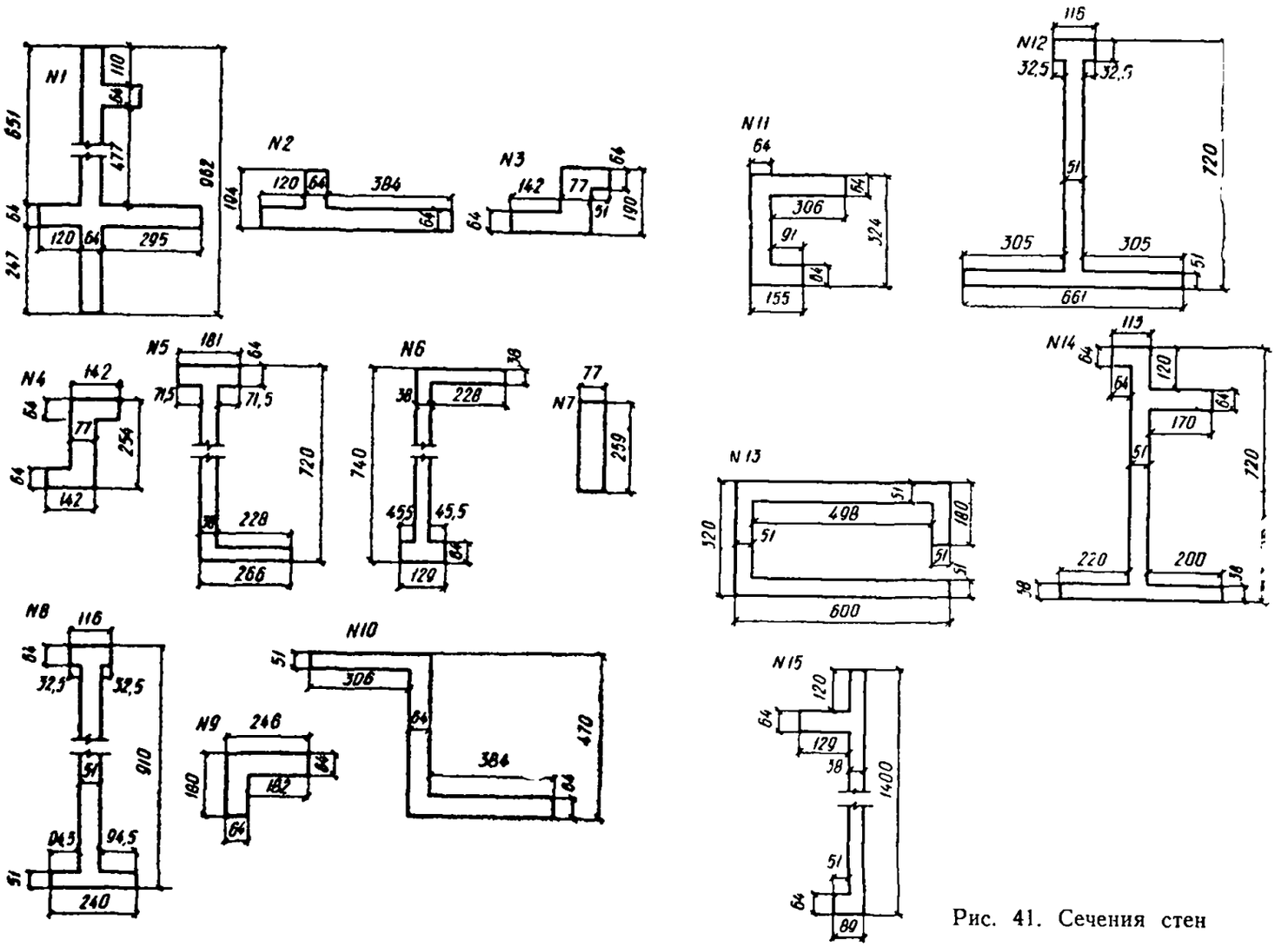


Рис. 41. Сечения стен

$$D_в = D_4 = \frac{1}{6,4}\left(\frac{2}{15}40,96\cdot5,18\cdot10^5 + \frac{2}{3}10,4\cdot10^3\cdot6,4\times\right.$$

$$\left.\times2,68\cdot10^3 + 108,16\cdot10^6\cdot1,39\cdot10\right) = 2535\cdot10^5\ дц^6;$$

$$K = \frac{F}{J_0^2}(D_в + D_н) = \frac{950\cdot10^5}{65^2\cdot10^8}(5091 + 2535) = 1,73.$$

Величина K, полученная при приближенном расчете, на 7% меньше точного значения. Однако, как видно из табл. 51, перемещения, вызванные поперечной силой, составляют для стены № 1 только 12% полного перемещения, и, следовательно, изменение K на 7% уменьшает

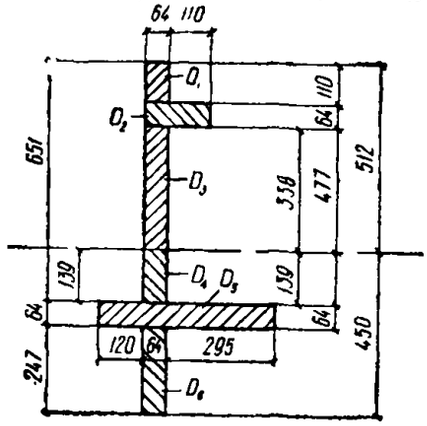


Рис. 42

величину перемещения всего лишь на 0,9%. Даже при максимальном влиянии поперечной силы (стена № 15 по табл. 51, при котором соответствующее этой силе перемещение составляет 25% полного перемещения, неточность в определении K изменяет конечные результаты расчета не более чем на 2%. Это подтверждает допустимость применения приближенного метода для вычисления коэффициента K.

Вычисление значений K для остальных стен производится по той же методике, что и для стены № 1 и здесь не приводится.

Коэффициенты K вычисляются для стен, у которых отношение высоты стены к высоте сечения $H : h \leqslant 10$.

Величины F, J_0 и K для всех стен, а также другие характеристики сечений, необходимые для расчета, приведены в табл. 51.

Определяем горизонтальные перемещения (прогибы) δ стен в уровне $^2/_3 H$, являющиеся условной характеристикой жесткости стен при изгибе в их плоскости.

Обозначаем через x расстояние от уровня заделки стены до рассматриваемого сечения.

Прогиб консоли при равномерно распределенной нагрузке q от действия изгибающих моментов

$$\delta_M = \frac{qH^4}{24EJ}\left(6\frac{x^2}{H^2} - 4\frac{x^3}{H^3} + \frac{x^4}{H^4}\right).$$

В уровне $x = {}^2/_3 H$

$$\delta_M = \frac{qH^4}{24EJ}\left(\frac{6\cdot4}{9} - \frac{4\cdot8}{27} + \frac{16}{81}\right) = 0,07\frac{qH^4}{EJ}.$$

Прогиб той же консоли от действия поперечных сил:

$$\delta_Q = \frac{Kqx}{GF}(H - 0,5x).$$

При $x = {}^2/_3 H$

$$\delta_Q = \frac{Kq}{GF}\cdot\frac{2}{3}H\left(H - 0,5\frac{2}{3}H\right) = \frac{4}{9}\cdot\frac{KqH^2}{GF}.$$

Полный прогиб стены в уровне $^2/_3 H$:

$$\delta = 0,07\frac{qH^4}{EJ} + \frac{4}{9}\cdot\frac{KqH^2}{GF}.$$

Модули упругости для всех стен приближенно принимаем постоянными. Модуль сдвига согласно п. 3.19 $G = 0,4E$. Нагрузка $q = 1$.

Таблица 51

Величины $\bar{\delta}$ и A

№ стен	Количество стен n_i	F, $дц^2$	J_0, $10^4\ дц^4$	K	$\frac{0,91\cdot10^4}{J_0}$, $дц^{-2}$	$\frac{1,1K}{F}$, $дц^{-2}$	$\bar{\delta}$, $дц^{-2}$	$\frac{1}{\bar{\delta}}$, $дц^2$	A
1	1	950	65	1,86	0,014	0,00217	0,0162	61,73	0,124
2	1	446	0,77	—	1,182	—	1,182	0,846	0,0017
3	1	269	0,91	—	1	—	1	1	0,002
4	2	278	1,83	—	0,496	—	0,496	2,02(4,04)	0,0041(0,0082)
5	1	451	31,8	1,78	0,029	0,0043	0,0333	30,03 —	0,0604 —
6	2	426	29,9	1,65	0,03	0,00426	0,0343	29,2 (58,4)	0,0586(0,1172)
7	4	199	1,1	—	0,828	—	0,829	1,21(4,84)	0,00243(0,00972)
8	2	602	56,4	1,41	0,0161	0,00258	0,0187	53,48(106,96)	0,1077(0,2154)
9	1	231	0,54	—	1,69	—	1,69	0,59 —	0,0012 —
10	1	703	22,1	2,43	0,041	0,0038	0,0448	22,32	0,0448
11	1	405	5,1	—	0,179	—	0,179	5,59	0,0112
12	1	720	43,8	2,07	0,021	0,00316	0,0242	41,4	0,0833
13	1	733	11,4	—	0,08	—	0,08	12,5	0,0251
14	1	677	43,4	1,85	0,021	0,003	0,024	41,6	0,0838
15	1	647	126	1,38	0,0072	0,00235	0,0095	105,3	0,212
								$\Sigma\frac{1}{\bar{\delta}} = 497$	$\Sigma A = 1,000$

Примечание. Величины $\frac{1}{\bar{\delta}}$ и A без скобок приведены для каждого типа стены, а в скобках — как суммы для двух или четырех стен, так как стены типов 4, 6, 7 и 8 повторяются в здании (рис. 40, *а*).

Таблица 52

Коэффициенты B и C

№ диафраги	№ стен	№ осей	Расстояние между осями диафраги L, $дц$	$\frac{L_{k-1}+L_k}{2}=\bar{L}$	$B=\frac{\bar{L}}{l}$	A (по табл. 51)	0,65 A	0,35 B	C
I	1	1		47,7	0,0726	0,1240	0,0806	0,0254	0,1060
II	5	2	95,4	57,2	0,0868	0,0604	0,0392	0,0304	0,0696
III	6	3	18,9	50,5	0,0759	0,0586	0,0381	0,0266	0,0647
IV	8	4	82,2	104,5	0,1587	0,1077	0,0700	0,0555	0,1255
V	12	6	126,8	133,5	0,2027	0,0833	0,0542	0,0770	0,1312
VI	8	9	140,2	111,2	0,1684	0,1077	0,0700	0,0590	0,1290
VII	6	10	82,2	66,8	0,1012	0,0586	0,0381	0,0354	0,0735
VIII	14	1	51,3	57,1	0,0858	0,0838	0,0545	0,0300	0,0845
IX	15	12	63,0	31,5	0,0479	0,2120	0,1380	0,0167	0,1547
							Итого . . .		0,9387

Примечание. Длина здания $l=66$ *м*.

Тогда

$$\delta=\frac{H^2}{E}\left(0{,}07\frac{H^2}{J}+0{,}445\frac{K}{0{,}4F}\right)=$$
$$=\frac{H^2}{E}\left(0{,}07\frac{H^2}{J}+1{,}1\frac{K}{F}\right)=\frac{H^2}{E}\bar{\delta}.$$

Величина $\frac{H^2}{E}$ является общей для всех стен и при применении формулы (141) сокращается. Величина $0{,}07H^2=0{,}07\cdot 360^2\approx 0{,}91\cdot 10^4$.

Вычисляем поэтому для всех стен

$$\bar{\delta}=\frac{0{,}91\cdot 10^4}{J_0}+\frac{1{,}1K}{F}\ \text{(все величины в } дц).$$

Формула (141) может быть представлена в следующем виде:

$$q_k=ql\left(v_1\frac{1}{\delta_k\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\delta_i}}+v_2\frac{L_{k-1}+L_k}{2l}\right)=$$
$$=ql\,(Av_1+Bv_2)=Cql,$$

где ql — ветровая нагрузка на горизонтальную расчетную полосу здания в рассматриваемом уровне высоты здания.

$$A=\frac{1}{\delta_k\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\delta_i}};\quad B=\frac{L_{k-1}+L_k}{2l};$$
$$C=Av_1+Bv_2.$$

Вычисление величин δ_i и коэффициентов A приведено в табл. 51.

Как видно из рис. 40, *а* и табл. 51, стены 1, 5, 6, 8, 12, 14 и 15 являются наиболее жесткими. Эти стены рассматриваются нами как диафрагмы жесткости и для них в табл. 52 вычислены коэффициенты B.

В табл. 52 приведены величины ветровых нагрузок на каждую из диафрагм, вычисленные при значениях $v_1=0{,}65$ и $v_2=0{,}35$.

Из табл. 51 и 52 видно, что при распределении по жесткостям стен девять диафрагм воспринимают 89%, а остальные 12 стен малой жесткости — только 11% всей ветровой нагрузки.

При распределении же по формуле (141) с учетом расстояний между диафрагмами на диафрагмы передается 93,5% нагрузки.

Распределение ветровой нагрузки между стенами малой жесткости производится при значениях $v_1=1$ и $v_2=0$, т. е. только пропорционально характеристикам жесткости стен. Для этих стен

$$q_k=Aql\ \ кГ/м.$$

Следует иметь в виду, что суммарная нагрузка на все стены будет немного больше (в нашем случае на 4,4%), чем ql. Это объясняется тем, что для стен малой жесткости принимается коэффициент $v_1=1$, а не $v_1=0{,}65$. Повышенное значение v_1 учитывает возможность некоторого прогиба перекрытий, а также условность передачи 35% всей ветровой нагрузки по грузовым площадям на диафрагмы.

Для определения изгибающих моментов в поперечных стенах может быть принята непрерывная неравномерно распределенная, изменяющаяся по высоте здания ветровая нагрузка или же нагрузка равномерно распределенная в пределах зон, высота которых не должна превышать 10 *м*, или же (при расчете многоэтажных зданий) распределенные нагрузки могут быть заменены сосредоточенными в уровне каждого этажа. Принимаем последний вариант расчета и определим расчетные сосредоточенные силы, приложенные к каждой стене в уровне, например (рис. 40, *б*) перекрытия над шестым этажом, т. е. на высоте $2{,}4+6\cdot 2{,}8=19{,}2$ *м*. Расчет производим для I климатического района СССР. Скоростной напор ветра равен $q_0=27\ кГ/м^2$ и нормативное значение ветровой нагрузки

$$q_н=q_0kc=27\cdot 1{,}2\cdot 1{,}4=45\ кГ/м^2,$$

где $k=1{,}2$ — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора ветра на высоте 20 *м*;
$c=1{,}4$ — аэродинамический коэффициент, учитывающий положительное и отрицательное давление ветра на здание.

Расчетная ветровая нагрузка на 1 $м^2$ стены в рассматриваемом уровне

$$q_р = 1{,}2\ q_н = 1{,}2 \cdot 45 = 54\ кГ/м^2.$$

В уровне перекрытия приложена нагрузка, соответствующая горизонтальной полосе шириной, равной высоте этажа 2,8 *м*.

Таким образом, расчетная нагрузка в уровне перекрытия на 1 *м* длины здания равна:

$$q = 54 \cdot 2{,}8 = 151\ кГ/м.$$

При длине здания $l = 66$ *м*

$$Q_6 = ql = 151 \cdot 66 = 10\,000\ кг.$$

Распределение нагрузки между стенами здания приведено в табл. 53 на основании данных табл. 51 и 52; Q — сосредоточенные нагрузки на каждую из стен в уровне перекрытия над шестым этажом. В остальных этажах нагрузка может быть вычислена по формуле $Q = \frac{k_i}{k_6}$, где k_i и k_6 — значения коэффициентов k для рассматриваемого этажа i и для шестого этажа.

Таблица 53

Распределение ветровой нагрузки $Q_6 = ql = 10\,000$ *кг* между стенами здания в уровне перекрытия над шестым этажом

№ стены	C	Q, *кг*
1	0,1060	1060
2	0,0017	17
3	0,0020	20
4	0,0041	41
5	0,0696	696
6	0,0647	647
7	0,0024	24
8	0,1255	1255
9	0,0012	12
10	0,0448	448
11	0,0112	112
12	0,1312	1312
13	0,0251	251
14	0,0845	845
15	0,1547	1547

Пример 10. Определение изгибающих моментов в поперечной стене многоэтажного здания при действии ветровой нагрузки. Здание 12-этажное высотой $H = 38$ *м*. Рассчитываемая поперечная стена, а также примыкающие к ней участки наружной стены имеют постоянную жесткость B_1 в первых семи этажах и жесткость B_2 в верхних пяти этажах. Жесткость в верхних этажах уменьшается вследствие изменения толщины стены; модуль упругости кладки во всех этажах одинаков и поэтому B_1 и B_2 пропорциональны моментам инерции сечений J_1 и J_2.

Поперечная стена разделена дверными проемами (рис. 43, *а*) на три вертикальных участка, сечения которых показаны на рис. 43, *б*; размеры без скобок относятся к нижним семи этажам, а в скобках — к верхним пяти.

Стена должна быть рассчитана на нагрузку $p = 12\,q$ *кг* на 1 *м* высоты, приложенную в плоскости стены, где q — расчетная ветровая нагрузка на 1 $м^2$ наружной стены; при одинаковой жесткости поперечных стен принятое значение p соответствует участку наружной стены шириной 12 *м*.

Здание проектируется для городского строительства в первом (по ветровым нагрузкам) районе СССР.

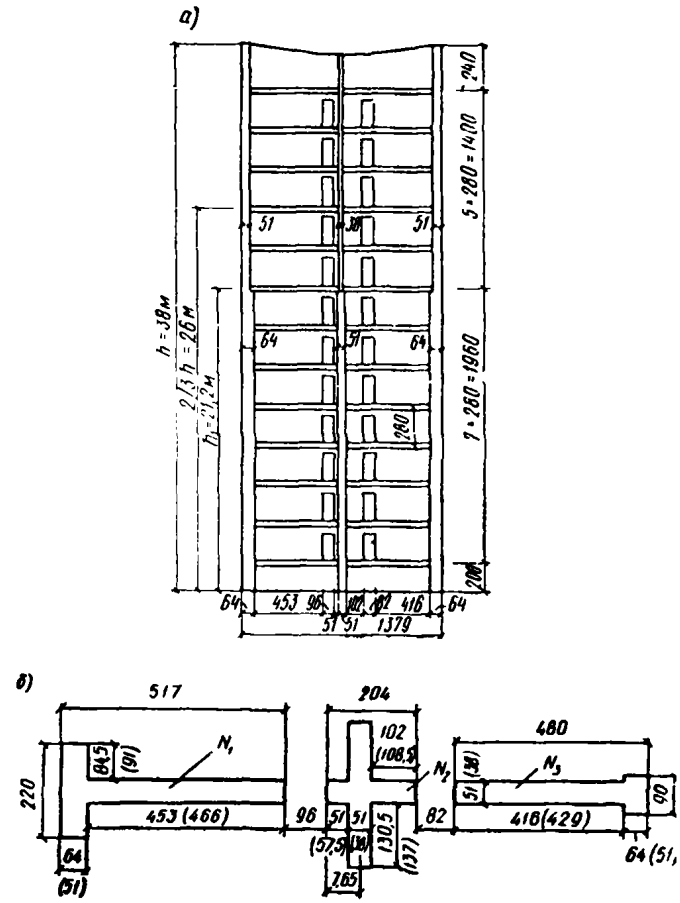


Рис. 43. Поперечная стена

а — фасад; *б* — план (размеры в скобках относятся к стенам верхних пяти этажей)

Согласно главе СНиП «Нагрузки и воздействия» нормативная ветровая нагрузка определяется по формуле

$$q_н = q_0 k c, \qquad (1)$$

где q_0 — скоростной напор ветра на высоте 10 *м* над поверхностью земли, в первом районе СССР $q_0 = 27\ кГ/м^2$;

k — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте; значения коэффициентов k приведены в табл. 7 главы СНиП «Нагрузки и воздействия». Эти коэффициенты принимаем для местности типа *Б*, к которому относятся также здания, расположенные в городах;

c — аэродинамический коэффициент.

При одновременном действии ветра на наветренную и подветренную стены здания коэффициент $c = 0{,}8 + 0{,}6 = 1{,}4$. Коэффициент перегрузки равен 1,2.

Таким образом, расчетная ветровая нагрузка q на 1 $м^2$ наружных стен здания равна:

$$q = 1{,}2 \cdot q_н = 1{,}2 \cdot 1{,}4 \cdot 27\ k = 45{,}3\ k\ кГ/м^2.$$

Расчетная нагрузка на 1 *м* высоты поперечной стены равна:

$$p = p_0 k = 12 \quad q = 12 \cdot 45{,}3 \quad k = 544 \quad k \ \kappa Г/м, \qquad (2)$$

где $p_0 = 544$ *кГ/м*.

Поперечная стена состоит из трех вертикальных участков, распределение ветровой нагрузки между этими участками, согласно п. 8.2.6, может определяться по формуле

$$p_i = p \frac{\frac{1}{\delta_i}}{\sum_1^3 \frac{1}{\delta_i}}, \qquad (3)$$

где p_i — нагрузка на i-й участок стены;

δj — прогиб рассчитываемого j-го участка стены при единичной распределенной нагрузке в уровне $^2/_3$ высоты стены;

δ_i — то же, для участка стены i.

Так как отношения между прогибами вертикальных участков стены почти не зависят от характера распределения ветровой нагрузки по высоте стены, определяем эти прогибы при равномерно распределенной горизонтальной нагрузке. Прогибы должны быть вычислены на уровне

$$z_1 = \frac{2}{3} H = \frac{2}{3} 38 \approx 26 \ м.$$

В табл. 54 приведены характеристики сечений трех вертикальных участков стены, вычисленные в соответствии с размерами этих сечений, указанными на рис. 43, *б*.

Моменты инерции и положение центров тяжести тавровых сечений (участки № 1 и 3) определены с помощью графиков приложения 5, а для более сложных сечений — по известным формулам сопротивления материалов.

Таблица 54

Характеристики сечений

№ участка	Этажи	Высота сечения h, *дц*	Площадь сечения F, *дц*^{2}	Момент инерции J, *дц*^{4}	Расстояние центра тяжести от края (по рисунку), *дц*		$\frac{H}{h}$	K
					левого $y_л$	правого $y_п$		
1	Нижние	51,7	372	98 400	19,2	32,5	7,3	1,6
	Верхние	—	288	77 500	18,1	33,6	—	—
2	Нижние	20,4	237	4 370	8,8	11,6	1,9	—
	Верхние	»	182	3 130	8,8	11,6	—	—
3	Нижние	48,0	270	56 500	25,7	22,3	7,9	1,2
	Верхние	»	208	45 000	26,6	21,4	—	—

Стена имеет уступ на высоте $H_1 = 21{,}6$ *м* и поэтому может рассматриваться как стойка переменного сечения (с одним уступом). Очевидно, однако, что на уровне 26 *м* изменение сечения почти не отразится на величине прогибов, а тем более на соотношениях между прогибами вертикальных участков стен. Поэтому, пренебрегая этим изменением и принимая, в данном случае, сечения нижних этажей, определяем прогибы $\delta_м$ от действия изгибающих моментов на уровне $^2/_3 H$ по формуле, приведенной в примере 9:

$$\delta_м = 0{,}07 \frac{pH^4}{EJ} = \frac{0{,}07}{J} D, \qquad (4)$$

где $D = \frac{pH^4}{E}$. (5)

По этой формуле (размеры в *м*)

$$\delta_{м_1} = \frac{0{,}07}{9{,}84} D = 0{,}0071D;$$

$$\delta_{м_2} = \frac{0{,}07}{0{,}437} D = 0{,}160D;$$

$$\delta_{м_3} = \frac{0{,}07}{0{,}565} D = 0{,}0124D.$$

По методическим соображениям определяем прогибы $\delta_м$ так же, как для стойки с одним изменением сечения. Они могут быть вычислены по формуле (6), которая приведена здесь без вывода. Эта формула может быть применена во всех случаях при расчете одноступенчатых стоек на равномерно распределенную ветровую нагрузку p:

$$\delta_м = \frac{p}{2E} \left[\frac{1}{J_2} \Phi(\zeta) - AH(\zeta - \gamma) \Psi(\gamma) - A\Phi(\gamma) \right], \qquad (6)$$

где $A = \frac{1}{J_2} - \frac{1}{J_1}$. (7)

где J_1 и J_2 — моменты инерций сечений стены нижних и верхних этажей.

$$\Phi(\zeta) = H^4 \zeta^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \zeta + \frac{1}{12} \zeta^2 \right); \qquad (8)$$

$$\Psi(\gamma) = H^3 \gamma \left(1 - \gamma + \frac{\gamma^2}{3} \right); \qquad (9)$$

$$\Phi(\gamma) = H^4 \gamma^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \gamma + \frac{1}{12} \gamma^2 \right); \qquad (10)$$

$$\zeta = \frac{z}{H}; \quad \gamma = \frac{H_1}{H}.$$

Вычисляем прогибы по формулам (6)—(10) при

$$\zeta = \frac{z}{H} = 0{,}67; \quad \gamma = \frac{H_1}{H} = \frac{21{,}6}{38} = 0{,}57.$$

Величины $\Phi(\zeta)$, $\Psi(\gamma)$ и $\Phi(\gamma)$ одинаковы для всех трех участков здания.

По формулам (8), (9) и (10)

$$\Phi(\zeta) = H^4 \cdot 0{,}67^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{0{,}67}{3} + \frac{0{,}67^2}{12} \right) = 0{,}140H^4;$$

$$\Psi(\gamma) = H^3 \cdot 0{,}57 \left(1 - 0{,}57 + \frac{0{,}57^2}{3} \right) = 0{,}307H^3;$$

$$\Phi(\gamma) = H^4 \cdot 0{,}57^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{0{,}57}{3} + \frac{0{,}57^2}{12} \right) = 0{,}109H^4.$$

Участок № 1: $J_1 = 9{,}84$ *м*^{4}; $J_2 = 7{,}75$ *м*^{4}; $\frac{1}{J_2} = 0{,}13$.

По формуле (7)

$$A = \frac{1}{7{,}75} - \frac{1}{9{,}84} = 0{,}0285.$$

По формуле (6)

$$\delta_{м_1} = \frac{pH^4}{2E} (0{,}13 \cdot 0{,}14 - 0{,}0285 \cdot 0{,}1 \cdot 0{,}307 -$$

$$-0{,}0285\cdot0{,}109) = 0{,}0071D \text{ (размеры в } м).$$

Участок 2: $J_1 = 0{,}437\ м^4$; $J_2 = 0{,}312\ м^4$; $\frac{1}{J_2} = 3{,}2$;

$$A = \frac{1}{0{,}312} - \frac{1}{0{,}437} = 0{,}91\ м^4;$$

$$\delta_{м2} = 0{,}5\,D(3{,}2\cdot0{,}14 - 0{,}91\cdot0{,}1\cdot0{,}3 - 0{,}91\cdot0{,}109) = 0{,}16\,D.$$

Участок 3: $J_1 = 5{,}65\ м^4$; $J_2 = 4{,}5\ м^4$; $\frac{1}{J_2} = 0{,}22$;

$$A = \frac{1}{4{,}5} - \frac{1}{5{,}65} = 0{,}043;$$

$$\delta_{м3} = 0{,}5\,D(0{,}22\cdot0{,}14 + 0{,}043\cdot0{,}1\cdot0{,}307 + 0{,}043\cdot0{,}109) = 0{,}0124\,D.$$

Полученные величины прогибов совпадают с приведенными выше вычисленными без учета изменения сечения стены.

При определении прогибов участков стен *1* и *3* следует учитывать также и действие поперечных сил, так как для этих участков $H : h < 10$. Коэффициенты K, учитывающие влияние распределения касательных напряжений на деформации изгибаемого элемента, вычислены так же, как и в примере 9, и приведены в табл. 54.

Перемещения δ_Q определяем по формуле, приведенной в примере 9.

При $z = \frac{2}{3}H$

$$\delta_Q = \frac{4}{9}\cdot\frac{KpH^2}{GF} = \frac{4}{9}\cdot\frac{KpH^4}{0{,}4EH^2F} = \frac{4}{9\cdot0{,}4\cdot38^2}\cdot\frac{K}{F}D = 0{,}77\cdot10^{-3}\frac{K}{F}D \text{ (в } м).$$

Для участка 1: $F = 3{,}72\ м^2$; $K = 1{,}6$;

$$\delta_{Q1} = 0{,}77\cdot10^{-3}\frac{1{,}6}{3{,}72}D = 0{,}00033D.$$

Для участка 3: $F = 2{,}7\ м^2$; $K = 1{,}2$;

$$\delta_{Q3} = 0{,}77\cdot10^{-3}\frac{1{,}2}{2{,}7}D = 0{,}00034D.$$

Полные прогибы

$$\delta = \delta_м + \delta_Q$$

равны:

$$\delta_1 = (0{,}0071 + 0{,}00033)D = 0{,}00743\,D;$$

$$\delta_2 = 0{,}16\,D;$$

$$\delta_3 = (0{,}0124 + 0{,}00034)D = 0{,}0127\,D.$$

По формуле (3) находим распределение нагрузки между тремя участками стены

$$\sum_1^3 \frac{1}{\delta_i} = \left(\frac{1}{0{,}0074} + \frac{1}{0{,}16} + \frac{1}{0{,}0127}\right)\frac{1}{D} = 220\,\frac{1}{D};$$

$$p_1 = p\,\frac{1}{0{,}0074\cdot220} = 0{,}614p;$$

$$p_2 = p\,\frac{1}{0{,}16\cdot220} = 0{,}028p;$$

$$p_3 = p\,\frac{1}{0{,}0127\cdot220} = 0{,}358p.$$

Моменты распределяются между участками стен пропорционально распределению нагрузок:

$$M_1 = 0{,}614M;\ M_2 = 0{,}028M \text{ и } M_3 = 0{,}358M.$$

В качестве примера определим моменты в нижнем сечении стены.

Нагрузки (скоростные напоры ветра) разрешается принимать равномерными в пределах зон, не превышающих 10 *м*. Принимаем эти зоны равными высоте двух этажей (т. е. около 5,6 *м*); равнодействующие этих нагрузок приложены в уровне соответствующих перекрытий.

Величины и положение нагрузок показаны на рис. 44, где указаны также значения k, высота a каждой зоны и уровни приложения сосредоточенных сил.

Момент в нижнем сечении равен:

$$M = p(5{,}56\cdot35{,}6 + 5{,}88\cdot30 + 5{,}25\cdot24{,}4 + 4{,}66\cdot18{,}8 + 4{,}04\times13{,}2 + 3{,}64\cdot7{,}6 + 3{,}12\cdot2) = 682\,p\ т\cdot м.$$

При указанном выше [формула (2)]

$p_0 = 544\ кг/м = 0{,}544\ т/м$;

$M = 682\cdot0{,}544 = 371{,}008 \approx 371\ т\cdot м$.

Моменты в нижних сечениях участков стены:

$$M_1 = 0{,}614\cdot371 = 228\ т\cdot м;$$

$$M_2 = 0{,}028\cdot371 = 11\ т\cdot м;$$

$$M_3 = 0{,}358\cdot371 = 133\ т\cdot м.$$

Пользуясь данными, приведенными в табл. 54 и полученными величинами моментов, определяем напряжения сжатия в нижнем сечении стены, вызванные ветровой нагрузкой с целью показать существенное значение этих напряжений в общем напряженном состоянии стены. Напряжения определяем для упругой стадии работы кладки по формуле сопротивления материалов

$$\sigma = \frac{My}{J}.$$

Участок № 1. Максимальное напряжение сжатия будет у правого края сечения при давлении ветра слева

$$\sigma = \frac{2280\cdot32{,}5}{98\,400} = 0{,}75\ т/дц^2 = 7{,}5\ кГ/см^2.$$

Участок № 2. Максимальное напряжение также при давлении ветра слева

$$\sigma = \frac{110\cdot11{,}6}{4370} = 0{,}29\ т/дц^2 = 2{,}9\ кГ/см^2.$$

Участок № 3. Максимальные напряжения при давлении ветра справа

$$\sigma = \frac{1330\cdot25{,}7}{56\,500} = 0{,}60\ т/дц^2 = 6\ кГ/см^2.$$

Если кладка выполнена в нижних этажах из кирпича марки 150 и раствора марки 100, ее расчетное сопротивление равно $R = 22\ кГ/см^2$. Таким образом, напряжения от ветровой нагрузки составляют в наиболее жестком участке стены около 35%, а в наименее жестком около 12% расчетного сопротивления.

В предельном состоянии, когда кладка работает в упругопластической стадии, эксцентриситет, создаваемый ветровой нагрузкой, несколько меньше влияет на несущую способность стены.

Таблица 55

Усилия и деформации в самонесущей стене промышленного здания

q_0, кГ/м²	Усилия и деформации	Этажи							
		8-й	7-й	6-й	5-й	4-й	3-й	2-й	1-й
70	M т·м	3,2	4,5	6,6	8,5	10,2	12,2	13,5	15,0
35	M т·м	1,6	2,25	3,3	4,25	5,1	6,1	6,75	7,5
—	B т·м²	0,45	0,45	0,45	0,45	1,5	1,5	1,5	1,5
70	$\frac{1}{\rho}\ \frac{1}{M}$	7,1	10	14,7	18,9	6,8	8,1	9,0	10
35	$\frac{1}{\rho}\ \frac{1}{M}$	3,55	5	7,35	9,45	3,4	4,05	4,5	5,0
—	N т	3,7	7,3	11,0	14,7	18,4	22,0	25,7	29,4
70	$\varepsilon_н \cdot 10^{-3}$	0,18	0,26	0,38	0,48	0,17	0,21	0,23	0,26
35	$\varepsilon_н \cdot 10^{-3}$	0,09	0,13	0,19	0,24	0,09	0,10	0,11	0,13
—	$\varepsilon_0 \cdot 10^{-3}$	0,03	0,06	0,09	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24
70	$\varepsilon_и - \varepsilon_0 \cdot 10^{-3}$	0,15	0,20	0,29	0,36	0,02	0,03	0,02	0,02
35	$\varepsilon_и - \varepsilon_0 \cdot 10^{-3}$	0,06	0,07	0,10	0,12	—0,07	—0,08	—0,10	—0,11

Примечание. Знак минус означает, что все сечение сжато.

Следует отметить, что приведенные выше данные о влиянии ветровой нагрузки относятся только к случаю, рассмотренному в данном примере; это влияние в каждом отдельном случае зависит от принятой конструктивной схемы здания.

Пример 11. Расчет по деформациям самонесущей стены промышленного здания.

Проверить расчетом по деформациям, при действии ветровой нагрузки, наружную продольную кирпичную самонесущую стену восьмиэтажного промышленного здания, поперечный разрез которого см. на рис. 45. Жесткость и прочность здания обеспечивается поперечными железобетонными рамами, расположенными через 6 *м* друг от друга и имеющими жесткие узлы. Жесткость стоек в нижних четырех этажах $B_1=1{,}5$ *т·м²* и в верхних четырех $B_2=0{,}45$ *т·м²*. Кирпичная стена сплошная, толщиной 51 *см*. Модуль упругости кладки 30 000 *кг/см²*. Устойчивость стены обеспечивается анкерами, связывающими ее со стойками каркаса. Анкера принимаются абсолютно жесткими в горизонтальном направлении и податливыми — в вертикальном. Расчет должен быть выполнен при двух вариантах ветровой нагрузки: 1) при скоростном напоре ветра на высоте 10 *м* над поверхностью земли, равном $q_0=35$ *кг/см²*, и 2) то же, при $q_0=70$ *кг/м²*.

Здание II степени долговечности. Расчет рамы здесь не приводится, а результаты его (моменты M и кривизны $1/\rho$) даны в табл. 55. В табл. 55 также приведены усилия N от собственного веса стены.

Расчет производится по указаниям пп. 8.4.2 и 8.4.5. Должно быть выполнено условие [см. формулу (147)]

$$\varepsilon = \varepsilon_н - \varepsilon_0 \leqslant \varepsilon_{пр},$$

где $\varepsilon_н$ — относительная деформация растяжения при изгибе стены;

ε_0 — то же, при сжатии стены;

$\varepsilon_{пр}$ — допустимые относительные деформации растяжения на поверхности наружной стены.

Для зданий II степени долговечности

$$\varepsilon_{пр}=0{,}2\cdot 10^{-3} \text{ (см. п. 6.2)}.$$

Для элементов прямоугольного сечения [см. формулу (148)], так как $h-y=0{,}5h$:

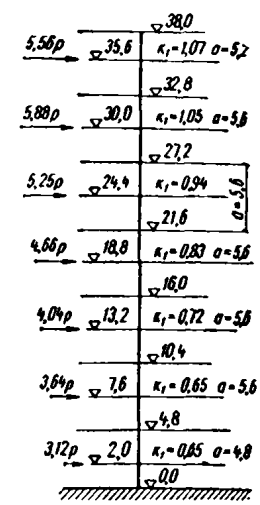


Рис. 44. Схема нагрузок

$$\varepsilon_и = \frac{0{,}5h}{\rho}, \qquad (а)$$

где $h=15$ *см* — толщина стены;

$1/\rho$ — кривизна стойки каркаса (и, следовательно, стены в рассматриваемом сечении).

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{B}. \qquad (б)$$

M — изгибающие моменты в сечениях крайней стойки каркаса, на которую опирается при действии ветра самонесущая стена;

B — жесткость сечения стойки каркаса, указанная в здании и определяемая по формуле $B=0{,}85\,E\delta J_п$,

где $J_п$ — момент инерции приведенного железобетонного сечения

$$\varepsilon_0 = \frac{N}{FE_к}, \qquad (в)$$

где N — продольная сила в рассчитываемом сечении от собственного веса стены;

F — сечение стены (далее принята расчетная полоса шириной в 1 *м*) и $F=100\cdot51=5100$ *см*²;

$E_к$ — модуль деформаций кладки, определяемый согласно п. 8.4.5 по формуле $E_к=0{,}8E_0=0{,}8\times\times30\,000=24\,000$ *кг/см*².

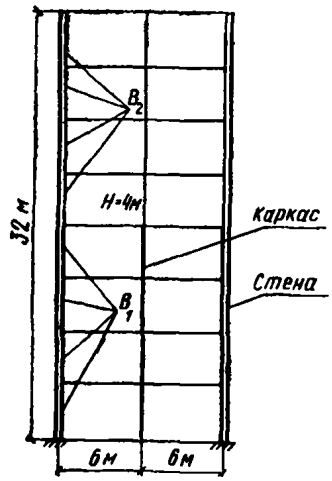


Рис. 45. Поперечный разрез здания

B_1 и B_2 — жесткость стоек нижних и верхних этажей

Так как расчет производится по деформациям, то величины M и N определяются при нормативных величинах нагрузок.

При расчете железобетонной рамы ветровые нагрузки считаются приложенными в узлах рамы, так как изгиб стоек в пределах пролета между узлами несущественно влияет на максимальную величину кривизны. Расчет рамы здесь не приводится, а результаты его (величины M), а также кривизны $1/\rho$ [формула («б»)], $\varepsilon_в$ [формула («а»)], ε_0 [формула («в»)] и значения $\varepsilon_в-\varepsilon_0$ приведены в табл. 55.

Из данных, приведенных в табл. 55, видно, что при ветровом напоре в 35 *кг/м*² деформации растяжения на поверхности удовлетворяют требованиям формулы (147). При ветровом напоре в 70 *кг/м*² эти требования не удовлетворяются в 5-м и 6-м этажах здания. В этом случае рекомендуется увеличить жесткость стоек этих этажей, для чего можно принять их размеры теми же, что и в нижних четырех этажах.

9. ДОПУСТИМЫЕ ОТНОШЕНИЯ ВЫСОТ СТЕН И СТОЛБОВ К ИХ ТОЛЩИНАМ

9.1(6.8). Отношение высоты стены (столба) к толщине, независимо от результатов обязательного расчета на прочность и устойчивость, не должно превышать указанных в пп. 9.2(6.9)—9.6(6.13).

9.2(6.9). Отношение $\beta=\frac{H}{h}$ (где H — высота этажа, h — толщина стены или меньшая сторона прямоугольного сечения столба) при свободной длины стены $l<2{,}5H$ не должно превышать величин, приведенных в табл. 56 (24).

Таблица 56 (24)

Значения предельных отношений $\beta=\frac{H}{h}$ для стен без проемов, несущих нагрузки от перекрытий или покрытий, при свободной длине стен $l\leqslant2{,}5\,H$ (для кладок из камней и блоков правильной формы)

Марка раствора	Предельные отношения β при группе кладки (см. табл. 46 (22))			
	I	II	III	IV
50 и выше	25	22	—	—
25	22	20	17	—
10	20	17	15	14
4	—	15	14	13

Таблица 57 (25)

Коэффициент k к предельным отношениям β для стен и перегородок, закрепленных в уровне перекрытий

Характеристики стен и перегородок	Коэффициент k
1. Стены и перегородки, не несущие нагрузки от перекрытий или покрытий:	
при толщине 25 *см* и более . .	1,2
» » 10 *см* и менее . .	1,8
2. Стены с проемами	$\sqrt{\frac{F_{нт}}{F_{бр}}}$
3. Перегородки с проемами . . .	0,9
4. Стены и перегородки при свободной их длине между примыкающими поперечными стенами или колоннами $l>2{,}5\,H$	0,9
5. То же, при $l>3{,}5\,H$	0,8
6. Стены из бутовых кладок и бутобетона	0,8

Примечания: 1. Коэффициент снижения предельных отношений β, получаемый путем умножения отдельных коэффициентов снижения k, принимается не ниже коэффициентов снижения гибкости $k_{ст}$, установленных в табл. 58 (26) для столбов.

2. При толщине ненесущих стен и перегородок от 10 до 25 *см* величина коэффициента k определяется интерполяцией.

3. Значения $F_{нт}$ и $F_{бр}$ определяются по горизонтальному сечению стены.

Для стен с пилястрами и столбов сложного сечения вместо h принимается условная толщина $h'=3{,}5r$, где $r=\sqrt{\frac{J}{F}}$. Для столбов круглого и многоугольного сечения, вписанного в окружность, $h'=0{,}85d$, где d — диаметр сечения столба.

Примечание. При высоте этажа H, большей свободной длины стены l, отношение l/h не должно превышать значения $1{,}5\beta$ по табл. 56 (24).

9.3(6.10). Предельные отношения β для стен и перегородок, характеризующихся усло-

виями, отличными от указанных в п. 9.2(6.9), принимают по табл. 56(24) с соответствующими коэффициентами k, приведенными в табл. 57(25) и для столбов в табл. 58(26).

9.4(6.11). Предельные отношения β, приведенные в табл. 56(24) и умноженные на коэффициенты k по табл. 57(25) для стен и перегородок, закрепленных в уровне перекрытий, могут быть увеличены: при конструктивном продольном армировании кладки (при $\mu \geqslant 0{,}05\%$) в одном направлении — на 20%, в двух направлениях — на 30%.

9.5(6.11). При расстояниях между связанными со стенами поперечными устойчивыми конструкциями $l \leqslant k\beta h$ предельная высота стен H не ограничивается и определяется расчетом на прочность.

При свободной длине l, равной или большей H, но не более $2H$ (где H — высота этажа), должно соблюдаться условие $H + l \leqslant 3k\beta h$.

9.6(6.12). Предельные отношения β для столбов, закрепленных в уровне перекрытий, принимаются по табл. 56(24) с понижающими коэффициентами $k_{ст}$, приведенными в табл. 58(26).

Таблица 58 (26)

Коэффициенты $k_{ст}$ снижения предельных отношений для столбов

Меньший размер поперечного сечения столба в *см*	Коэффициент $k_{ст}$ для столбов	
	из камней правильной формы	из бутовой кладки и бутобетона
90 и более	0,75	0,6
70—89	0,7	0,55
50—69	0,65	0,5
Менее 50	0,6	0,45

Примечание. Предельные отношения β несущих узких простенков, имеющих ширину менее толщины стены, должны приниматься, как для столбов в пределах высоты проемов.

9.7(6.25). Если толщина стен или перегородок назначена с учетом опирания по контуру, необходимо предусматривать их крепление к примыкающим боковым конструкциям и к верхнему покрытию или ригелю каркаса при помощи перевязки кладки, анкеров, заделкой в борозду кладки, заделкой между полками швеллеров, двутавровых профилей и т. п.

В многоэтажных зданиях закрепление несущих стен вверху в каждом этаже обеспечивается опирающимися на них перекрытиями.

9.8(6.13). Для свободно стоящих стен, перегородок и столбов, не раскрепленных в верхнем сечении перекрытиями или прогонами в двух направлениях, значения предельных отношений β в нераскрепленном направлении должны быть на 30% ниже установленных для конструкций, раскрепленных в верхнем сечении перекрытиями в соответствии с пп. 9.2(6.9), 9.3(6.10) и 9.6(6.12).

10. РАСЧЕТ ВИСЯЧИХ СТЕН

(стен, опирающихся на рандбалки)

10.1. Указания настоящего раздела распространяются на расчет висячих стен на затвердевшем растворе при отношении высоты стены к ее пролету не менее 0,5. При неотвердевшем или же слабом растворе кладка рассматривается только как нагрузка на рандбалку (п. 10.11).

10.2. Статический расчет стен, опирающихся на рандбалки, разрешается производить методами теории упругости (например, методом конечных элементов с применением ЭВМ). При этом стена и поддерживающая ее рандбалка рассматриваются совместно, как балка-стенка, состоящая из двух идеально упругих материалов, нелинейность деформаций которых условно учитывается уменьшением их модулей упругости, принимаемых равными:

для каменной кладки

$$E_{кл} = 0{,}5\,E_0; \qquad (169)$$

для бетона (при железобетонных рандбалках)

$$E'_б = 0{,}85 E_б \frac{J_п}{J_б}, \qquad (170)$$

где E_0 и $E_б$ — начальные модули упругости кладки и бетона при сжатии;

$J_п$ — момент инерции приведенного поперечного сечения балки с учетом всей продольной арматуры;

$J_б$ — то же, поперечного бетонного сечения балки без учета арматуры.

Допускается также применение упрощенных методов расчета, приведенных в пп. 10.3—10.9.

10.3. Участки стены, расположенные над и под опорой рандбалки, должны быть проверены расчетом на местное сжатие при действии усилий, определяемых эпюрой распределения давления в горизонтальном сечении, расположенном в плоскости контакта между кладкой и рандбалкой.

10.4. Длина эпюры распределения давления в плоскости контакта стены и рандбалки определяется в зависимости от жесткости рандбалки и кладки. При этом рандбалка заменяется эквивалентным по жесткости условным поясом кладки, высота которого определяется по формуле

$$H_0 = 2\sqrt[3]{\frac{E'J'}{Eh}}, \qquad (171)$$

где $E'J'$ — жесткость рандбалки;
E — модуль деформаций кладки, принимаемый равным $0{,}5E_0$;
h — толщина стены.

Жесткость железобетонных рандбалок предварительно определяется как для сплошного упругого тела по формуле

$$B_к = 0{,}85\,E_б J_п. \qquad (172)$$

При этой жесткости по формуле (171) следует определить величину H_0, нагрузки, действующие на рандбалку (пп. 10.5 и 10.6), и возникающие в ней усилия. По формулам норм и руководств по проектированию железобетонных конструкций определяется (с учетом раскрытия трещин) радиус кривизны ρ в сечении с максимальным изгибающим моментом и уточняется значение жесткости рандбалки по формуле

$$B'_к = M\rho, \qquad (173)$$

где M — максимальный изгибающий момент.

Если $B'_к < 0{,}7\,B_к$, то производится повторное определение величины H_0 и проверка несущей способности кладки при местном сжатии. Радиус кривизны железобетонных рандбалок определяется без учета длительности приложения нагрузки.

10.5. Эпюра распределения давления в кладке над промежуточными опорами неразрезных рандбалок может приниматься по треугольнику при $a \leqslant 2s$ (рис. 46, *а*) или по трапеции при $3s \geqslant a > 2s$ (рис. 46, *б*) с меньшим ее основанием, равным $a-2s$. Максимальная величина напряжений смятия σ_0 (высота треугольника или трапеции) определяется из условия равенства объема эпюры давления и опорной реакции рандбалки по формулам:

при треугольной эпюре давления ($a \leqslant 2s$)

$$\sigma_0 = \frac{2N}{(a+2s)h}; \qquad (174)$$

при трапециевидной эпюре давления ($3s > a > 2s$)

$$\sigma_0 = \frac{N}{ah}, \qquad (175)$$

где a — длина опоры (ширина простенка);
N — опорная реакция рандбалки от нагрузок, расположенных в пределах ее пролета и длины опоры, за вычетом собственного веса рандбалки;
$s = 1{,}57H_0$ — длина участка эпюры распределения давления в каждую сторону от грани опоры;
h — толщина стены.

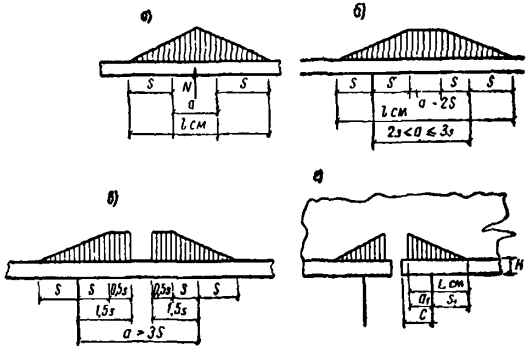


Рис. 46. Распределение давления в кладке над опорами висячих стен

а — на средних опорах неразрезных балок при $a \leqslant 2S$; *б* — то же, при $3S \geqslant a > 2S$; *в* — то же, при $a > 3S$; *г* — на крайних опорах неразрезных балок и на опорах однопролетных рандбалок

Если $a > 3s$, то в формуле (175) вместо a принимается расчетная ширина простенка, равная $a' = 3s$, состоящая из двух участков длиной по $1{,}5s$ с каждой стороны простенка (рис. 46, *в*).

10.6. Эпюра распределения давления над крайними опорами рандбалок, а также над опорами однопролетных рандбалок приближенно принимается треугольной (рис. 46, *г*) с основанием

$$l_{см} = a_1 + s_1, \qquad (176)$$

где $s_1 = 0{,}9\,H_0$ — длина участка распределения давления от грани опоры;
a_1 — длина опорного участка рандбалки, но не более $1{,}5H$ (H — высота рандбалки).

Максимальное напряжение над опорой рандбалки

$$\sigma_0 = \frac{2N}{(a_1+s_1)h}. \qquad (177)$$

10.7. Прочность кладки висячих стен при местном сжатии в зоне, расположенной над опорами, проверяется по указаниям, приведенным в п. 4.28—4.31.

Если рассчитываемое сечение расположено на высоте H_1 над верхней гранью рандбалки, то при определении длины участка s следует принимать высоту пояса кладки $H_0' = H_0 + H_1$.

Расчетная площадь сечения F при расчете висячих стен на местное сжатие принимается: в зоне, расположенной над промежуточными опорами неразрезных рандбалок, как для кладки, загруженной местной нагрузкой в средней части сечения, а в зоне над опорами однопролетных рандбалок или крайними опорами неразрезных рандбалок как для кладки, загруженной на краю сечения.

10.8. Эпюра распределения давления в кладке висячих стен при наличии проемов, расположенных непосредственно над рандбалкой, принимается по трапеции, причем площадь треугольника, который отнимается от эпюры давления в пределах проема, заменяется равновеликой площадью параллелограмма, добавляемой к остальной части эпюры (рис. 48).

При расположении над рандбалкой оконных проемов требуется проверить также прочность простенков, находящихся над опорами рандбалок в уровне нижнего края проемов.

Построение эпюры распределения давления в кладке в этом случае производится таким же образом, как и при проемах, расположенных непосредственно над рандбалкой. При этом высота условного пояса кладки принимается равной $H^0 = H_0 + H_1$, где H_1 — расстояние от верхней грани рандбалки до нижнего края проема.

Проемы в висячих стенах следует располагать, как правило, в одном вертикальном ряду в пределах среднего участка между опорами. Проемы, расположенные непосредственно над рандбалками, в зонах, примыкающих к опорам, увеличивают величины напряжений в стенах и ухудшают условия работы рандбалок.

10.9. Расчет на местное сжатие кладки под опорами неразрезных и однопролетных рандбалок производится для участка, расположенного в пределах опоры длиной не более $3H$ от ее края (H — высота рандбалки). Длина опоры однопролетных рандбалок должна быть не менее H.

Расчет производится по указаниям пп. 4.28—4.31 и формуле (24)

$$N_{см} \leqslant \mu\nu R_{см} F_{см}.$$

Величину произведения коэффициентов $\mu\nu$, независимо от формы эпюры давления и величины нагрузок на рандбалки допускается принимать

$$\mu\nu = 0{,}75. \qquad (178)$$

При определении $R_{см}$ расчетная площадь сечения F (п. 4.31, *б*) принимается, как при расчете на сумму местной и основной нагрузки.

При проектировании опорных участков кладки должны учитываться конструктивные указания, приведенные в п. 4.35.

10.10. В случае необходимости висячая стена, выложенная из кирпича, керамических, бетонных или природных камней, при высоте ряда кладки не более 150 *мм* может быть усилена в зоне, расположенной над и под опорами рандбалки сетчатым армированием.

Величина расчетного сопротивления кладки при местном сжатии $R_{см}$ принимается в этом случае равной расчетному сопротивлению кладки с сетчатым армированием $R_{а.ж}$. Высота зоны кладки, усиленной сетчатым армированием, ограничивается сечением, в котором прочность неармированной кладки окажется достаточной.

При недостаточной прочности висячей стены, выложенной из бетонных или природных камней с высотой ряда более 150 *мм*, для которых усиление сетчатым армированием является мало эффективным, следует повысить жесткость рандбалок, что увеличит длину площади смятия.



Рис. 47. Схема нагрузки на балку в период возведения висячей стены при наличии проема

1 — нагрузка на фундаментную балку; *2* — железобетонная перемычка

10.11. Расчет рандбалок должен производиться на два случая загружения:

а) на нагрузки, действующие в период возведения стен. При кладке стен из кирпича, керамических камней или обыкновенных бетонных камней принимается нагрузка от собственного веса неотвердевшей кладки высотой, равной $^1/_3$ пролета для кладки в летних условиях и целому пролету — для кладки в зимних условиях (в стадии оттаивания).

При кладке стен из крупных блоков (бетонных или кирпичных) высоту пояса кладки, на нагрузку от которого должны быть рассчитаны рандбалки, следует принимать равной $^1/_2$ пролета, но не менее высоты одного ряда

блоков. При наличии проемов и высоте пояса кладки от верха рандбалок до подоконников менее $^1/_3$ пролета следует учитывать также вес кладки стен до верхней грани железобетонных или стальных перемычек (рис. 47). При каменных перемычках учитывается вес кладки стен до отметки, превышающей отметку верха проема на $^1/_3$ его ширины;

б) на нагрузки, действующие в законченном здании. Эти нагрузки определяются исходя из приведенных выше эпюр давлений, передающихся на балки от опор и поддерживаемых балками стен. Количество и расположение арматуры в балках устанавливают по суммарным величинам изгибающих моментов и поперечных сил, определенных по двум указанным выше стадиям расчета.

10.12. В сложных случаях (например, при расположении проемов над опорами рандбалки, при двух или более вертикальных рядах проемов между опорами рандбалки, нерегулярном расположении проемов и др.) рандбалка приближенно может быть рассчитана на всю нагрузку от стены, принимая равномерное распределение давления в каждом простенке, опирающемся на рандбалку. При этом принимается, что к каждому простенку приложены нагрузки, находящиеся между осями примыкающих к простенку проемов.

Вместо указанного приближенного расчета рекомендуется также более точный расчет висячей стены как пластинки с проемами, с применением метода конечных элементов и ЭВМ.

Пример 12. Расчет висячей стены промышленного здания.

Проверить прочность наружной висячей кирпичной стены промышленного здания толщиной 38 *см*, опирающейся на железобетонные однопролетные рандбалки. *Стена выложена из глиняного кирпича пластического* прессования марки 100 на растворе марки 50. Рандбалки, изготовленные из бетона марки 200, имеют трапециевидное поперечное сечение высотой 45 *см*. Длина рандбалок, уложенных на обрезы железобетонных фундаментов, 5,95 *м*. В стене над рандбалкой имеется дверной проем, расположенный на расстоянии 0,4 *м* от грани опоры (рис. 48). Опорная реакция рандбалки за вычетом нагрузки от ее собственного веса $N=55$ *т*. Момент инерции приведенного поперечного сечения рандбалки $J_п=264\cdot10^3$ *см*^{4}.

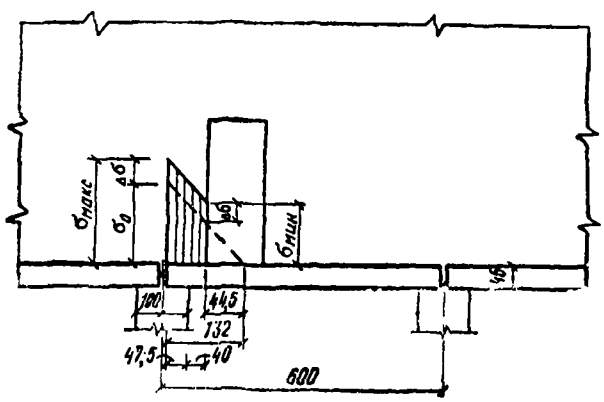


Рис. 48

По формуле (171) определяем высоту пояса кладки H_0, эквивалентного по жесткости рандбалке.

Для бетона марки 200 $E_б=265\cdot10^3$ *кг/см*^{2}. Жесткость рандбалки определяем по формуле (172).

$$B_к=0{,}85E_бJ_п=0{,}85\cdot265\cdot10^3\cdot264\cdot10^3=595=10^8\ кгсм^2$$

Расчетное сопротивление сжатию кладки из кирпича марки 100 на растворе марки 50 $R=15$ *кг/см*^{2} (табл. 10). Средний предел прочности кладки $\overline{R}=2R=2\cdot15=30$ *кГ/см*^{2} (табл. 24). Упругая характеристика кладки $\alpha=1000$ (табл. 25). Модуль деформаций кладки по формуле (169)

$$E=0{,}5E_0=0{,}5\cdot1000\cdot30=15\,000\ кГ/см^2.$$

По формуле (171)

$$H_0=2\sqrt{\frac{\overline{E'J'}}{Eh}}=2\sqrt[3]{\frac{595\cdot10^8}{15\cdot10^3\cdot38}}=94\ см.$$

Длина эпюры давления, по формуле (176), без учета влияния проема

$$l_{см}=a_1+s_1=47{,}5+0{,}9\cdot94=132\ см.$$

Длина эпюры давления за вычетом проема

$$l_1=47{,}5+40=87{,}5\ см;\quad l_2=l_{см}-l_1=132-87{,}5=44{,}5\ см.$$

Площадь смятия $F_{см}=87{,}5\cdot38=3330$ *см*^{2}.

В данном случае вследствие наличия проема расчетная площадь сечения при местном сжатии равна площади смятия, при этом $R_{см}=R=15$ *кГ/см*^{2}.

Максимальная величина напряжений смятия, без учета влияния проема, определяется по формуле (177)

$$\sigma_0=\frac{2N}{(a_1+s_1)h}=\frac{2\cdot55\,000}{132\cdot38}=21{,}9\ кГ/см^2.$$

Напряжение у края проема

$$\sigma'=21{,}9\frac{44{,}5}{132}=7{,}4\ кГ/см^2.$$

Площадь эпюры давления в пределах проема

$$F'=7{,}4\cdot44{,}5\cdot0{,}5=165\ кГ/см^2.$$

При замене площади эпюры давления в пределах проема равновеликой площадью параллелограмма на участке стены, расположенном над опорой рандбалки (п. 10.8), увеличение напряжения на этом участке составит:

$$\Delta\sigma=\frac{165}{87.5}=1{,}9\ кГ/см^2.$$

Величины краевых напряжений на участке стены, расположенном над опорой рандбалки, составляют

$\sigma_{max}=21{,}9+1{,}9=23{,}8$ кГ/см²; $\sigma_{min}=7{,}4+1{,}9=9{,}3$ кГ/см².

Величина коэффициента полноты эпюры давления (п. 4 28)

$$\mu=\frac{23{,}8+9{,}3}{2}\ 87{,}5:23{,}8\cdot87{,}5=0{,}7.$$

Коэффициент $\nu=1{,}5-0{,}5\mu=1{,}5-0{,}5\cdot0{,}7=1{,}15$.

Расчетное предельное усилие в кладке над опорой рандбалки:

$$N_{пр}=\mu\nu R_{см}F_{см}=0{,}7\cdot1{,}15\cdot15\cdot3330=40\,200\ кГ<N=55000\ кГ.$$

Так как несущая способность кладки при растворе марки 50 недостаточна, принимаем марку раствора 100 на участке стены, примыкающем к проему и расположенном под опорой рандбалки. При этом расчетное сопротивление кладки увеличится до $R=18$ кГ/см² и несущая способность кладки возрастает до $40\,200\frac{18}{15}=48\,200\ кГ<55\,000\ кГ$ (незначительное уменьшение величин H_0 и $l_{см}$, вызванное повышением модуля деформаций кладки, не учитываем).

Поскольку повышение марки раствора не обеспечивает требуемой несущей способности кладки, усиливаем ее на рассматриваемом участке сетчатым армированием.

Как видно из формул (3) и (7), кладка с сетчатым армированием и неармированная кладка имеют одинаковый модуль деформаций, поэтому величины H_0 и $l_{см}$ не изменяются.

Требуемое расчетное сопротивление армированной кладки

$$R_{а.к}=\frac{55\,000}{0{,}7\cdot15\cdot3330}=20{,}5\ кГ/см^2.$$

Из формулы (37) определяем

$$\frac{2pR_а}{100}=R_{а.к}-R=20{,}5-15=5{,}5\,кГ/см^2.$$

Для армирования кладки принимаем обыкновенную арматурную проволоку диаметром 4 *мм* ($f_п=0{,}126$ *см*²). Расчетное сопротивление проволоки $R_а=2000$ кГ/см² (табл. 22).

Процент армирования по объему

$$p=\frac{5{,}5\cdot100}{2\cdot2000}=0{,}138\%.$$

Арматурные сетки с квадратной ячейкой укладываем через три ряда кладки по высоте, при этом расстояние между сетками $s=23$ *см*.

Из формулы, приведенной в п. 5.17, определяем размер ячейки

$$c=\frac{2f_а\cdot100}{ps}=\frac{2\cdot126\cdot100}{0{,}138\cdot23}=8\ см.$$

При $c=8$ *см* по толщине стены размещается пять стержней сетки. Сетки должны быть установлены в пределах всей высоты проема.

Расчет рандбалок и определение их жесткости с учетом раскрытия трещин в настоящем примере не приводятся. Согласно этому расчету жесткость рандбалок с учетом раскрытия трещин составляет $B_к'=460\times10^8\ кГ/см^2>0{,}7\cdot595\cdot10^8=416\cdot10^8\ кГ/см^2$.

Поэтому повторной проверки прочности кладки при местном сжатии не производим.

11. СТЕНЫ ИЗ КИРПИЧА, КАМНЕЙ, КИРПИЧНЫХ ПАНЕЛЕЙ И КРУПНЫХ БЛОКОВ

11.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

11.1.1. В зависимости от вида каменных материалов и размеров камня стены могут выполняться кирпичными, из керамических, бетонных и природных обыкновенных (мелких) камней, из крупных блоков и панелей.

По структуре стены разделяются на стены из сплошной кладки из одного какого-либо вида каменного материала, многослойные, состоящие из двух или более слоев, выполненных из одного или разных материалов, и из облегченной кладки, в которой часть основного несущего материала заменяется воздушной прослойкой, легким бетоном, ячеистым бетоном, теплоизоляционными плитами, минеральными засыпками и т. п.

11.1.2. Каменные стены в зависимости от конструктивной схемы здания подразделяются на: несущие, самонесущие и ненесущие (см. п. 8.1.3).

11.1.3. Сплошную кладку из глиняного обыкновенного и силикатного кирпича целесообразно применять в случаях, когда она необходима для обеспечения несущей способности стены, а из глиняного обыкновенного кирпича пластического прессования — также по условиям влажностного режима помещений.

В наружных несущих стенах зданий рекомендуется применение пустотелых керамических камней, пустотелого эффективного кирпича или легкобетонных камней.

Для наружных стен зданий следует также применять облегченные кирпичные кладки. Эти кладки, а также ячеистобетонные камни и блоки применяются для несущих и самонесущих стен зданий высотой 5 этажей и менее, самонесущих стен зданий высотой 9 этажей и менее и ненесущих (навесных) стен зданий любой высоты.

11.1.4. Внутренние стены, а также стены неотапливаемых зданий следует выполнять из сплошной кирпичной кладки толщиной, как правило, не более 25 *см* и из бетонных и при-

родных камней 19 *см*, если большая толщина не требуется по расчету стен на прочность и устойчивость. Для размещения дымовых и вентиляционных каналов рекомендуется проектировать местные утолщения стен или специальные бетонные блоки.

11.1.5. Наружные стены следует проектировать с учетом влажностного режима помещения, климатического района и зоны влажности района строительства.

11.1.6. Легкие каменные материалы и облегченные кладки рекомендуется использовать, как правило, для ограждения помещений сухих и с нормальной влажностью воздуха.

Для наружных ограждений помещений с влажным режимом эксплуатации (относительная влажность воздуха от 61 до 75%) легкие керамические материалы и облегченные кладки (за исключением трепельного кирпича, бетонных камней на заполнителях из котельных шлаков и кладок с засыпками) допускается применять в зданиях III степени долговечности при защите в случае необходимости внутренней поверхности стены пароизоляционным слоем.

Наружные стены помещений с мокрым режимом эксплуатации должны проектироваться из кирпича глиняного обыкновенного пластического прессования или из сплошных камней из бетона (за исключением бетонов на топливных шлаках) с объемным весом $\gamma > 1800$ *кг/м*^{3}. Наружные стены должны иметь пароизоляцию и в необходимых случаях пароизоляцию и гидроизоляцию.

Необходимость устройства пароизоляции и требуемое сопротивление паропроницанию стен с влажным и мокрым режимом помещений должны устанавливаться по указаниям главы СНиП II-А.7-71.

11.1.7. Стены из ячеистобетонных крупных блоков и камней разрешается применять в ограждающих конструкциях зданий II и III степени долговечности. При этом однослойные стеновые блоки и панели изготавливаются из ячеистых бетонов проектной марки по прочности на сжатие не ниже 25.

11.1.8. Крупные блоки и камни из автоклавных ячеистых бетонов разрешается применять для внутренних и наружных несущих стен зданий высотой до пяти этажей, но не более 20 *м*, для самонесущих стен — высотой до девяти этажей, но не более 35 *м*.

Этажность зданий, в которых блоки и камни из автоклавного ячеистого бетона применяются для заполнения каркасов или ненесущих (навесных) стен, не ограничивается.

Блоки и камни из безавтоклавного ячеистого золобетона разрешается применять для наружных самонесущих и навесных стен зданий высотой до пяти этажей, но не более 20 *м*.

11.1.9. Ограждающие конструкции зданий из ячеистобетонных крупных блоков и камней допускаются:

а) из цементного газобетона и пенобетона — при сухом, нормальном и влажном температурно-влажностном режиме помещений, при этом марка бетона по морозостойкости должна быть не ниже 35;

б) из других видов ячеистых бетонов при сухом и нормальном температурно-влажностном режиме помещений, при этом марка бетона по морозостойкости должна быть не ниже 25.

В зданиях с влажным режимом помещений в случае необходимости на основе теплотехнического расчета должно предусматриваться устройство внутренней пароизоляции стен, а также конструктивные меры, обеспечивающие сохранение расчетной установившейся влажности стен из ячеистобетонных блоков или камней на весь период эксплуатации зданий.

Для этой цели рекомендуется проектировать стены двухслойными: с внутренним слоем из плотных материалов и наружным из ячеистобетонных блоков или камней.

11.1.10. Для теплоизоляции в облегченных наружных стенах применяются материалы, указанные в пп. 2.1.52 и 2.1.53.

11.1.11. Растворы, применяемые для заполнения швов ручной кладки, а также для швов и стыков стен из крупных панелей и блоков, должны быть уложены до начала их твердения при подвижности, соответствующей погружению стандартного конуса не менее 8 *см*; указание об этом должно быть сделано в проекте. Недопустимо применение малоподвижных непластичных растворов, так как это вызывает образование неровностей и пустот в швах, что является одной из причин протекания стыков крупнопанельных и крупноблочных стен, содействует увлажнению утеплителя в облегченных стенах, ухудшает звукоизоляцию внутренних стен, уменьшает прочность кладки на 20—25%.

11.1.12(6.1). Крупноразмерные элементы конструкций (панели, крупные блоки и т. п.) должны быть проверены расчетом для стадий изготовления, транспортирования и монтажа. Собственный вес сборных элементов следует вводить в расчет с учетом коэффициента динамичности, величина которого принимается, как правило, равной 1,5; при этом коэффици-

ент перегрузки к собственному весу элемента не вводится. Допускается уменьшение коэффициента динамичности до 1,25, если это подтверждено длительным опытом применения таких элементов.

11.1.13(6.4). Необходимо предусматривать защиту стен и столбов от увлажнения со стороны фундаментов, а также со стороны примыкающих тротуаров и отмосток устройством гидроизоляционного слоя на высоте 15—50 *см* от уровня тротуара или верха отмостки.

Для подоконников, поясков, парапетов и тому подобных выступающих, особо подверженных увлажнению частей стен следует предусматривать защитные покрытия. Проектирование защитных покрытий не является обязательным, если для кладки применяются материалы, морозостойкость которых удовлетворяет требованиям табл. 1(1) (поз. 2).

При применении для кладки стен материалов с маркой по морозостойкости ниже Мрз 15 следует предусматривать свес кровли не менее 35 *см*.

11.1.14. При проектировании зданий для Северной строительной климатической зоны необходимо руководствоваться требованиями «Указаний по проектированию населенных мест, предприятий, зданий и сооружений в Северной строительно-климатической зоне» (СН 353-66) и соблюдать следующие условия.

В Северной климатической зоне не допускается применять для наружных стен изделий из крупнопористого бетона бетонные трехпустотные камни (см. рис. 3), грунтобетонные и сырцовые материалы, а также засыпки в облегченных стенах.

В первой и второй подзонах Северной строительно-климатической зоны наружные стены должны быть защищены от продувания. Стены из легких и ячеистых бетонов следует защищать морозостойкими поризованными покрытиями из раствора или другими морозостойкими материалами, наносимыми на наружную грань камней, крупных блоков и панелей при их изготовлении или после окончания кладки. Швы кладки тщательно заполняются и расшиваются с наружной стороны раствором. Допускается для уменьшения продуваемости оштукатуривание наружной поверхности стен ручной кладки.

11.2. СПЛОШНЫЕ СТЕНЫ РУЧНОЙ КЛАДКИ

11.2.1. Для сплошной кладки, в целях уменьшения толщины и веса стен, рекомендуется применять пустотелые кирпич и камни. При ограниченном количестве таких материалов на строительстве их следует применять в первую очередь в наружных стенах отапливаемых зданий.

11.2.2. Стены сплошной кладки рекомендуется проектировать, как правило, с применением обыкновенных (тяжелых) растворов, изготовленных на плотном заполнителе.

Легкие растворы, изготовляемые на легких заполнителях (шлак, золы, пемза и т. п.), значительно увеличивают деформации кладки, снижают ее прочность на 15% и мало повышают теплосопротивление кладки, поэтому применение легких растворов может быть допущено в районах, где отсутствует плотный заполнитель и если технико-экономическое сравнение с учетом местных условий подтверждает целесообразность их применения.

Сплошная кирпичная кладка (тип I) может выполняться по многорядной или однорядной (цепной) системе перевязки (рис. 49, *а*, *б*, *в*, *г*).

В летних условиях, а также зимой при производстве работ с химическими добавками в растворе рекомендуется выполнять кладку с многорядной системой перевязки как требующую меньших затрат труда.

Кладку стен, выполняемую на обычных растворах методом замораживания, рекомендуется производить с однорядной (цепной) перевязкой.

11.2.3(6.3). Для сплошной кладки из камней правильной формы, за исключением виброкирпичных панелей, необходимо предусматривать следующие минимальные требования к перевязке:

а) для кладки из обыкновенного кирпича толщиной 65 *мм* — один тычковый ряд на шесть рядов кладки, а из кирпича толщиной 88 *мм* — один тычковый ряд на четыре ряда кладки;

б) для кладки из камней правильной формы при высоте ряда до 200 *мм* — один тычковый ряд на три ряда кладки.

Для кладки из керамических пустотелых камней с поперечными пустотами (ГОСТ 6328—55*) должна применяться однорядная (цепная) система перевязки (рис. 49, *д*), обеспечивающая наиболее высокое сопротивление стен теплопередаче.

Детали перевязки кладки стен, простенков, столбов, карнизов, перемычек, каналов и других элементов из кирпича и керамических камней приведены в вып. 1 серии 2.130.1 «Типовых конструкций и деталей зданий и сооружений».

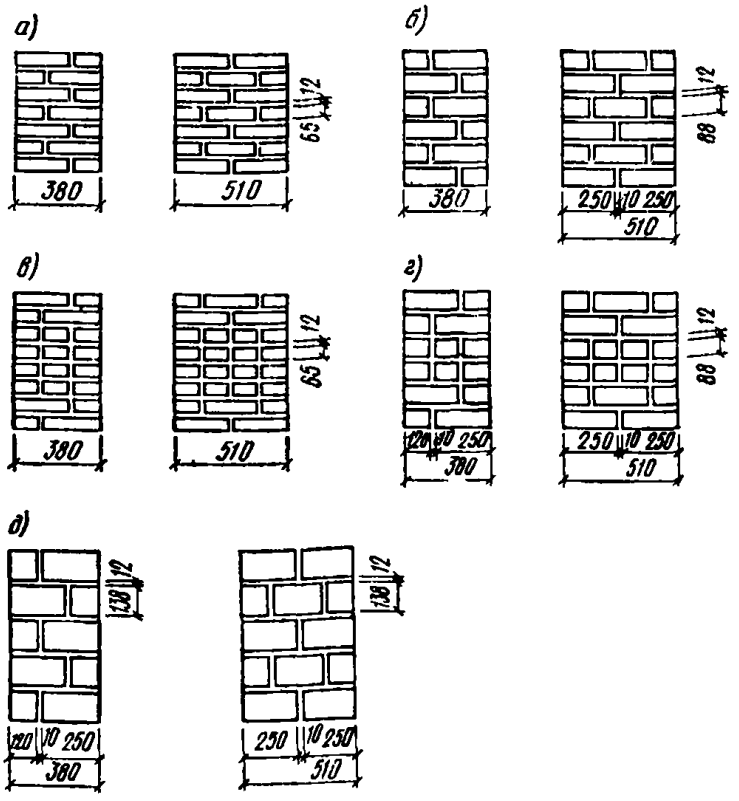


Рис. 49. Кладка типа I из кирпича и керамических камней

а — цепная перевязка кладки из кирпича толщиной 65 *мм*; *б* — то же, из кирпича толщиной 88 *мм*; *в* — многорядная перевязка кладки из кирпича толщиной 65 *мм*; *г* — то же, из кирпича толщиной 88 *мм*; *д* — из пустотелых керамических камней

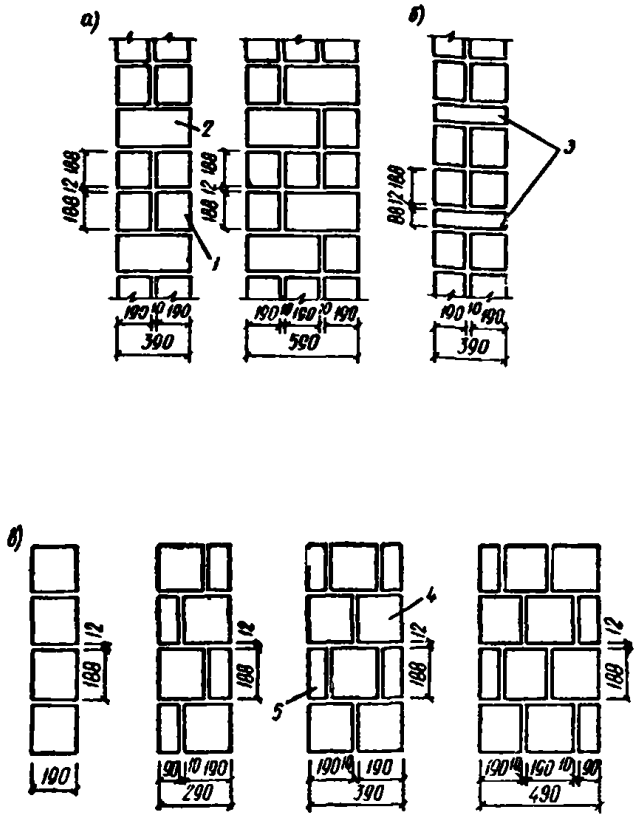


Рис. 50. Кладка типа II и III из бетонных или природных камней

а — кладка из целых камней; *б* — то же, с перевязкой продольными половинками; *в* — то же, из камней со щелевидными пустотами; *1* — ложковый камень; *2* — тычковый камень; *3* — сплошная продольная половинка; *4* — целый камень; *5* — продольные половинки камня

11.2.4. В сплошной кладке из бетонных и природных камней высотой ряда до 200 *мм* должно быть не менее одного тычкового ряда на каждые три ряда кладки (тип II, рис. 50).

Кладка из сплошных и трехпустотных камней перевязывается, как правило, тычковыми рядами. Тычковые ряды могут выполняться также из сплошных продольных половинок (рис. 50, *б*).

Перевязка кладки из пустотелых камней с щелевидными пустотами (ГОСТ 6133—52) осуществляется чередованием целых камней и продольных половинок (тип III, рис. 50, *в*). Кладка из этих камней при отсутствии продольных половинок может выполняться только из целых камней с перевязкой тычковыми рядами через два ложковых ряда (рис. 50, *а*).

11.2.5. Перевязка кладки из камней из ячеистых бетонов, отвечающих требованиям МРТУ 7-20-69, в зависимости от размеров камней может выполняться только в один камень или чередованием в рядах целых камней и продольных половинок (тип III, *а*, рис. 51).

11.2.6. При небольшой толщине сплошных наружных стен (20—25 *см*), выполненных из камней из ячеистых бетонов, должны быть предусмотрены мероприятия по предупреждению промерзания горизонтальных и поперечных вертикальных швов. С этой целью при малых допусках в размерах камней, полученных по резательной технологии или же после механической обработки камней из ячеистого бетона, толщина швов не должна превышать 3 *мм*. При этом швы должны выполняться на клею или на идентичной пасте. Если эта толщина шва не может быть обеспечена, рекомендуется устройство воздушных продольных пустот в горизонтальных и вертикальных швах (рис. 52). Ослабление шва пустотами должно учитываться при расчете на прочность; должно приниматься сечение по горизонтальному шву «нетто». Отсутствие промерзания по горизонтальным швам должно быть подтверждено теплотехническим расчетом.

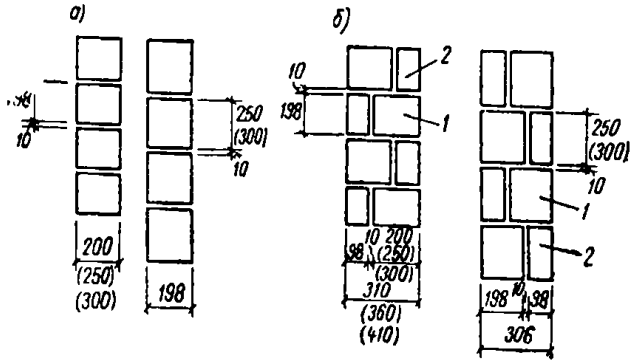


Рис. 51. Кладка типа IIIа из камней из ячеистого бетона

а — стены толщиной в 1 камень; *б* — стены с перевязкой чередованием целых камней и продольных половинок; *1* — целый камень; *2* — продольная половинка

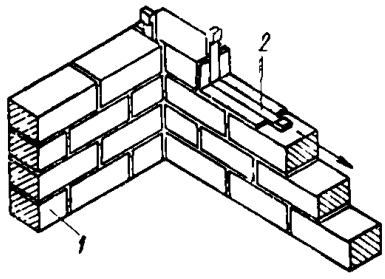


Рис. 52 Образование швов кладки из камней, изготовленных из ячеистого бетона

1 — камни из ячеистого бетона; *2* — деревянные или стальные рейки сечением 50×10 *мм* (рейки удаляются после нанесения раствора)

11.3. ОБЛЕГЧЕННЫЕ СТЕНЫ РУЧНОЙ КЛАДКИ

11.3.1. Типы облегченных стен из кирпича и бетонных камней, в которых для утепления стен применяются теплоизоляционные плиты или блоки, легкие бетоны или минеральные засыпки, приведены на рис. 53—59.

В зависимости от условий эксплуатации, климатических условий, вида термоизоляционных материалов, необходимой (по требованиям прочности) толщины несущего слоя, способа опирания перекрытий и пр. допускается расположение термоизоляционного слоя внутри стены между слоями кладки, а также у внутренней или наружной поверхности стены.

11.3.2. Наружные стены следует проектировать в зависимости от влажностного режима помещений, климатических условий и зоны влажности района строительства. Стены должны быть рассчитаны на теплопроводность и паропроницаемость. Сопротивления теплопередаче R_0 основных типов стен, приведенных в настоящем разделе, даны в приложении 10.

При проектировании стен с легкими плитными утеплителями, с засыпками, а также с утеплителями, имеющими значительную усадку, рекомендуется принимать сопротивление теплопередаче стен R на 20% выше $R_0^{тр}$, определяемого по главе СНиП II-А.7-71.

11.3.3. В проекте должна быть предусмотрена защита термоизоляционного слоя из плит, камней или засыпки от увлажнения. Является обязательной проверка расчетом паропроницаемости стен и устройство, при необходимости, пароизоляционного слоя.

11.3.4. Для предупреждения увлажнения утеплителя атмосферными осадками все швы наружного слоя стены должны быть тщательно заполнены раствором и расшиты. Рекомендуется, кроме того, по мере возведения стены внутреннюю поверхность наружного слоя стены затирать раствором, применяемым для кладки. С этой целью наружный слой стены возводится с некоторым опережением по сравнению с остальной частью стены.

При расчете паропроницаемости стены должно учитываться наличие затирки, если она предусматривается проектом.

Затирка не является необходимой, если термоизоляционные плиты или камни защищены от увлажнения при их изготовлении (гид-

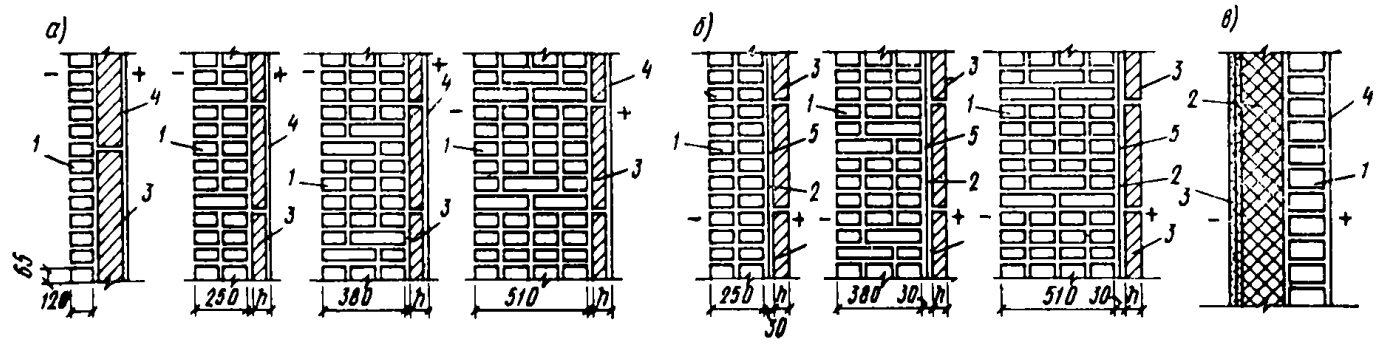


Рис. 53. Кладка с теплоизоляционными плитами, расположенными у поверхностей стен

а — с внутренней стороны (тип IV) с примыканием плит к кладке вплотную; *б* — то же, с воздушной прослойкой; *1* — кладка; *2* — воздушная прослойка шириной 20—30 *мм*; *3* — плиты теплоизоляции (из ячеистых бетонов, бетонов на пористых заполнителях, гипсобетонных и т. п.); *4* — затирка раствором или листы сухой штукатурки; *5* — затирка раствором швов кладки на внутренней поверхности стены (при отсутствии наружной штукатурки); (толщина *h* принимается в зависимости от требуемой величины сопротивления теплоизоляции); *в* — с наружной стороны (тип V); *1* — кладка; *2* — жесткие плиты теплоизоляции; *3* — сетка в наружном слое раствора толщиной не менее 40 *мм*; *4* — штукатурный слой или листы сухой штукатурки

рофобизация, упаковка в пленку), а также при наличии воздушной прослойки между наружной стеной и утеплителем.

11.3.5. Плиты теплоизоляционного слоя должны плотно примыкать друг к другу (и к кладке поперечных соединительных стенок) в вертикальных и горизонтальных стыках.

11.3.6. Теплоизоляционный слой должен быть защищен от затекания воды по периметру оконных, дверных и других проемов, а также в уровне обрезов и карниза стены устройством сливов, защитных козырьков и пр.

11.3.7. В проекте должны быть сделаны указания, обращающие внимание строителей на необходимость тщательного выполнения всех мероприятий по защите от увлажнения термоизоляционного слоя указанными выше конструктивными мероприятиями, а также в процессе возведения стены.

11.3.8. Все металлические связи, применяемые в облегченных кладках, должны быть защищены антикоррозийными покрытиями или же выполнены из коррозиестойких сталей.

11.3.9. Кладка наружной стены типа IV с утеплением ее с внутренней стороны теплоизоляционными плитами выполняется толщиной от $^1/_2$ до 2 кирпичей (рис. 53). Теплоизоляционные плиты устанавливаются к кладке вплотную на растворе или с воздушной прослойкой.

Минераловатные плиты, расположенные с внутренней стороны стены, следует крепить к кладке и защищать тонкими плитами: гипсовыми, легкобетонными, листами сухой штукатурки и т. п.

В кладке стен этого типа можно применять кирпич всех видов, керамические и легкобетонные камни. Растворные швы кладки должны тщательно заполняться и с фасада расшиваться цементным раствором.

11.3.10. При применении для теплоизоляции наружных стен фибролита и других органических материалов рекомендуется для повышения биостойкости утеплителя применять стены с воздушным промежутком между теплоизоляционным и наружным слоем или же располагать утеплитель с наружной стороны стены (тип V, рис. 53, *в*).

11.3.11. Кладка типа VI из двух кирпичных продольных стенок толщиной в $^1/_2$ кирпича с плитным утеплителем (п. 11.1.10) между ними показана на рис. 54. Кладка стенок осуществляется с продольной перевязкой на растворе марки не ниже 25, а связь между стенками выполняется сварными сетками или скобами. Суммарная площадь сечения гибких связей должна быть не менее 0,4 *см*^{2} на 1 *м*^{2} поверхности стены. Скобы следует располагать по вертикали в местах стыков утеплителя, но не реже чем через 60 *см*. Утеплитель должен иметь пароизоляционный слой со стороны помещения.

В уровне перекрытий поперечная связь продольных стенок должна осуществляться перевязкой не менее чем двумя горизонтальными тычковыми рядами.

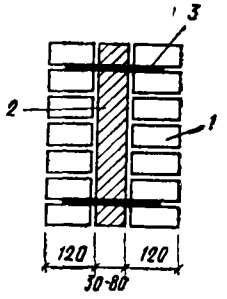


Рис. 54. Стена типа VI с теплоизоляцией внутри кладки

1 — кирпичные стенки толщиной в $^1/_2$ кирпича; *2* — теплоизоляционные плиты минераловатные, из ячеистого бетона, легкого бетона на пористых заполнителях и т. п.; *3* — стальные сетки или скобы из нержавеющей стали или же защищенные от коррозии

Стены этого типа рекомендуется применять главным образом самонесущими и ненесущими. В виде несущих стен они допускаются в зданиях не выше двух этажей.

11.3.12. Для повышения эксплуатационных качеств стен с легкими плитными утеплителями рекомендуется устройство воздушного промежутка между наружным и теплоизоляционным слоем. Сопротивление теплопередаче воздушного прослойка в этом случае следует учитывать при определении термического сопротивления стены.

На рис. 55 приведена трехслойная стена типа VII с воздушной прослойкой между наружным кирпичным и плитным термоизоляционным слоем. В качестве утеплителя применяются жесткие или полужесткие минераловатные плиты, фибролит и т. п., устанавливаемые вплотную к внутренней продольной стенке. В этом положении плиты удерживаются стальными скобами, уложенными в швы наружного слоя кладки не реже чем через 50 *см* по высоте стены. Наружный и внутренний кирпичный слой связаны поперечными стенками (колодцевая кладка), расстояние между которыми не должно превышать 1,2 *м*. В поперечных стенках имеются воздушные прослойки шириной 30 *мм*.

Там, где это требуется по расчету прочности кладки, толщина внутренней продольной стенки может быть увеличена с $^1/_2$ до 1 кирпича. В пределах каждого этажа плиты утеплителя опираются на горизонтальные тычковые ряды кладки, расположенные в уровне перекрытий (п. 11.3.11).

11.3.13. В кладке типа VIIa с вертикальными поперечными стенами (колодцевая кладка) расстояния между поперечными стенками не должны превышать 1,2 *м* по длине стены (рис. 56 и 57). Вертикальные колодцы

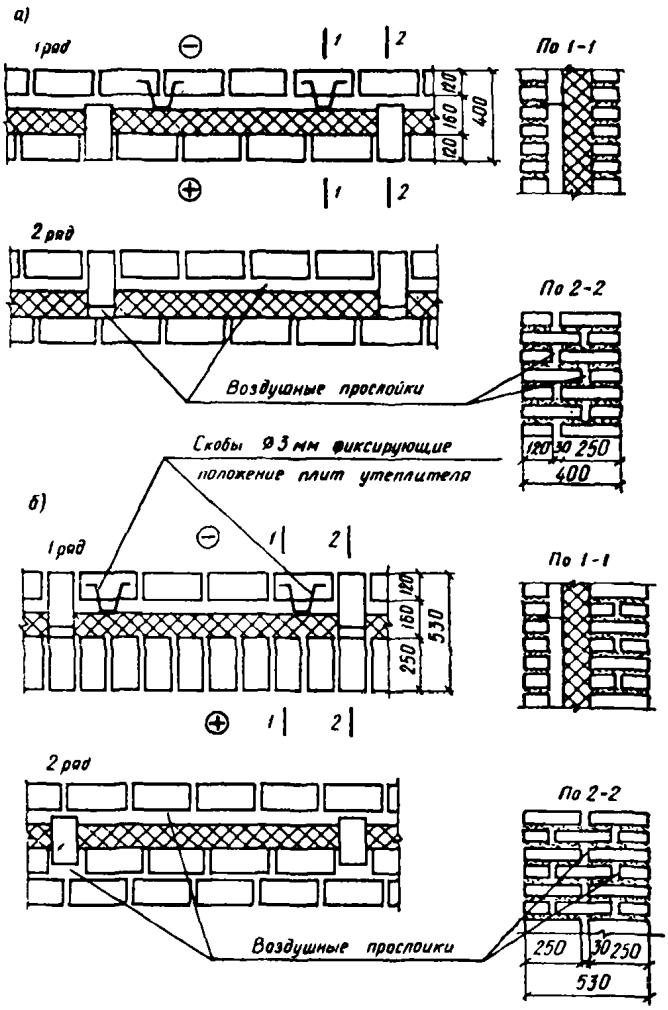


Рис. 55. Кладка типа VII кирпичная с вертикальными поперечными стенками, плитным утеплителем и воздушным прослойком

а — стена в 1½ кирпича; *б* — стена в 2 кирпича

заполняются теплоизоляционными вкладышами, легким бетоном или минеральной теплоизоляционной засыпкой, которую рекомендуется применять в виде неоседающей засыпки.

При опирании на стены прогонов вертикальные поперечные стенки располагаются таким образом, чтобы они приходились под опорами этих конструкций. Толщина поперечных стенок при этом увеличивается с ½ кирпича до необходимых размеров.

Возможно опирание прогонов, ферм и др. на пилястры из сплошной кладки, усиленной при необходимости стальными сетками. При этом связь между нагруженной и ненагруженной частью кладки должна быть обеспечена кроме перевязки кладки металлическими связями, расположенными не реже чем через 1 *м* по высоте стены.

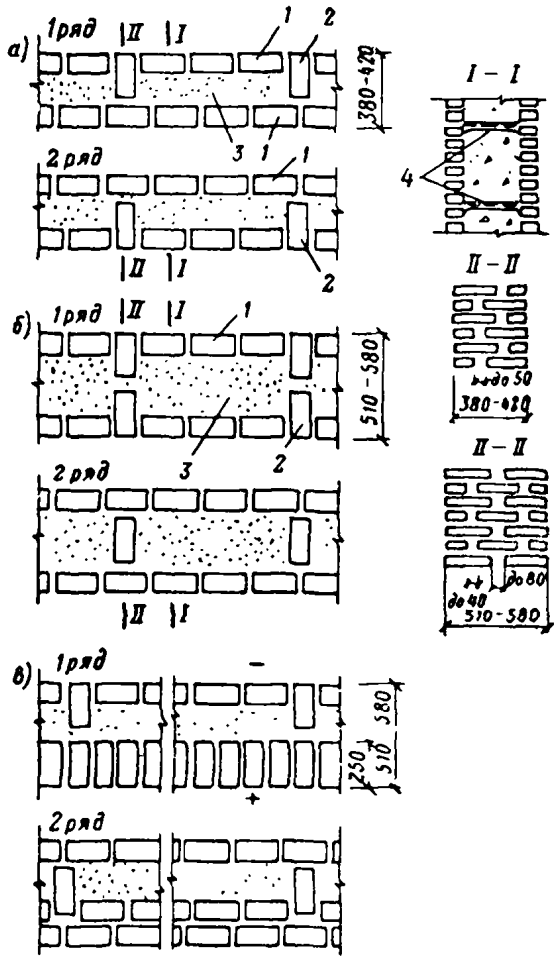


Рис. 56. Кладка типа VIIa с вертикальными поперечными стенками с однорядной перевязкой

а — стена толщиной в 1½ кирпича; *б* — то же, в 2 кирпича; *в* — стена с утолщением внутренней продольной стенки до 1 кирпича; *1* — продольная стенка; *2* — поперечная стенка; *3* — теплоизоляционный материал (легкий бетон, минеральные засыпки); *4* — растворные армированные диафрагмы (при применении засыпок)

11.3.14. В стенах из кирпично-бетонной кладки (тип VIII, рис. 58) связь между кирпичными стенками осуществляется тычковыми рядами, заходящими на ½ кирпича в легкий бетон, заполняющий пространство между стенками. Тычковые ряды выпускаются из продольных стенок не реже чем через пять ложковых рядов кладки. Марки раствора и легкого бетона назначаются по расчету, но

не ниже марки 10 для раствора и марки 15 — для бетона.

Стены из кирпично-бетонной кладки типа VIII допускается проектировать для производства в зимних условиях методом замора-

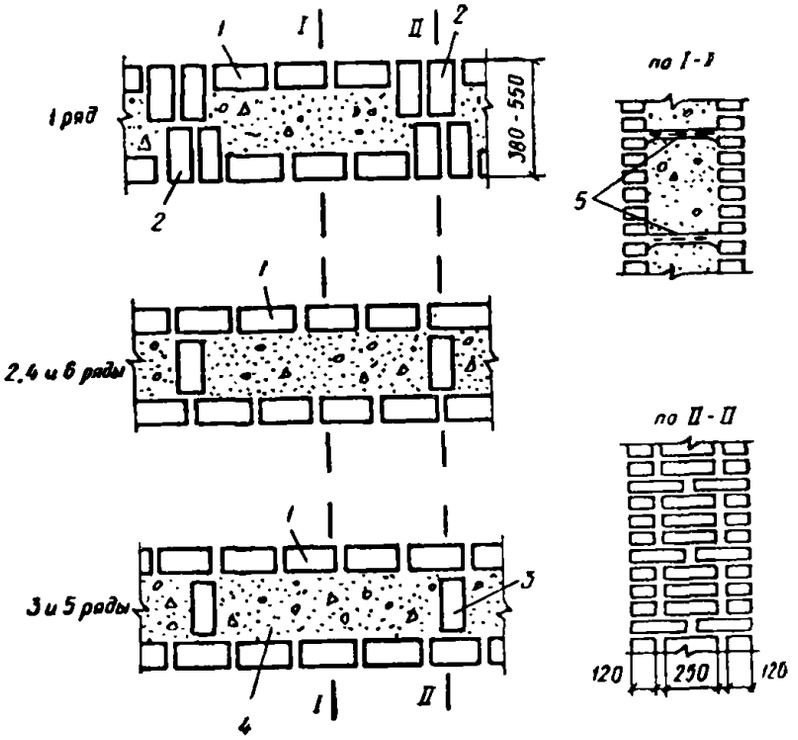


Рис. 57. Кладка типа VIIб с вертикальными поперечными стенками с многорядной перевязкой

1 — ложковые ряды кладки; *2* — парные тычковые кирпичи для связи продольных стенок; *3* — поперечные стенки; *4* — теплоизоляционный материал; *5*—растворные армированные диафрагмы (при применении засыпок)

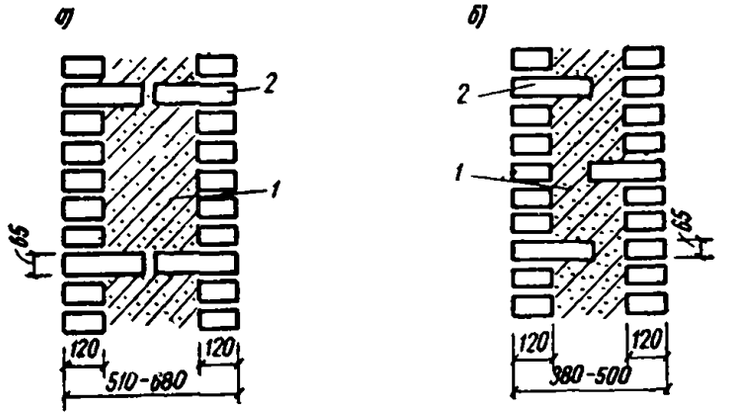


Рис. 58. Кладка типа VIII кирпично-бетонная

а — тычковые ряды кирпича расположены в одном горизонтальном ряду; *б* — тычковые ряды кирпича расположены в шахматном порядке; *1* — легкий бетон или легкобетонные вкладыши; *2* — тычковые ряды

живания только при замене монолитного бетона заранее изготовленными вкладышами из легкого бетона.

11.3.15. Кладка типа IX с уширенным швом выполняется из кирпича с многорядной перевязкой (рис. 59, *а*). Уширенный шов шириной не более 50 *мм* должен быть заполнен теплоизоляционным материалом. Там, где это достаточно для теплоизоляции ограждения, уширенный шов может быть заполнен раствором,

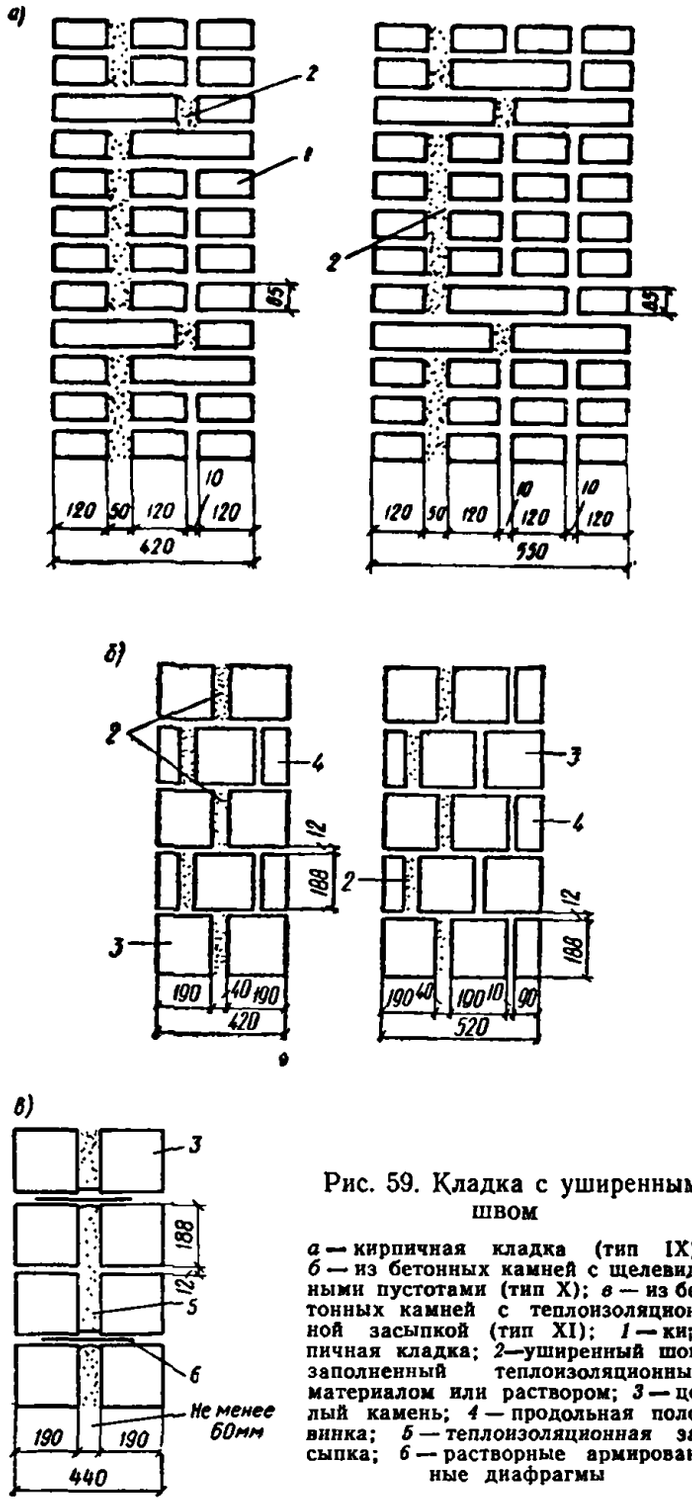


Рис. 59. Кладка с уширенным швом

а — кирпичная кладка (тип IX); *б* — из бетонных камней с щелевидными пустотами (тип X); *в* — из бетонных камней с теплоизоляционной засыпкой (тип XI); *1* — кирпичная кладка; *2*—уширенный шов, заполненный теплоизоляционным материалом или раствором; *3* — целый камень; *4* — продольная половинка; *5* — теплоизоляционная засыпка; *6* — растворные армированные диафрагмы

на котором ведется кладка стены, или же раствором с кирпичным щебнем.

Кладка с уширенным швом из бетонных камней с щелевидными пустотами (тип X, рис. 59, *б*) осуществляется чередованием в рядах целых камней и продольных половинок.

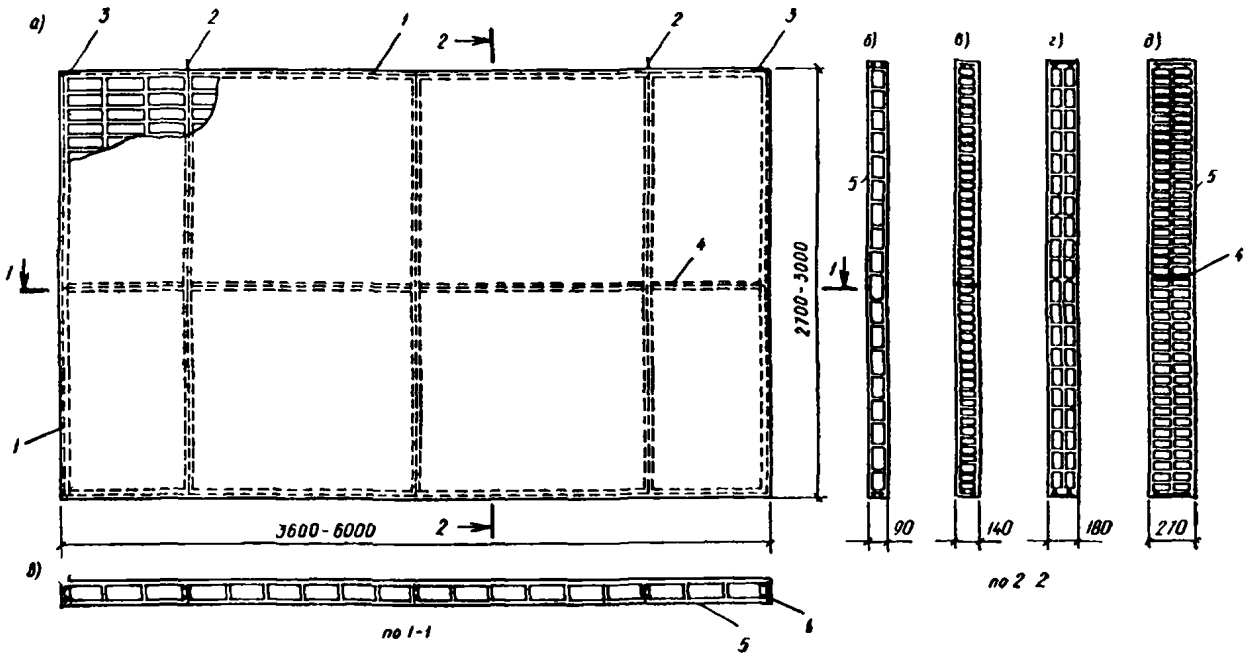


Рис. 60. Панели внутренних стен

а — общий вид; *б* — в ¼ кирпича; *в* — в ½ кирпича; *г* — два слоя в ¼ кирпича; *д* — в один кирпич; *1* — сварной каркас; *2* — подъемная петля; *3* — закладная деталь; *4* — сварной каркас только в панелях в 2 слоя по ¼ кирпича и один кирпич; *5* — отделочный слой

Шов шириной не более 40 *мм* заполняется теплоизоляционным материалом.

11.3.16. В кладке типа XI стен из бетонных камней с заполнением внутреннего промежутка между стенками теплоизоляционным материалом связь продольных стенок осуществляется скобами (рис. 59, *в*). Скобы размещаются в слое раствора марки не ниже 25. При использовании для утепления стен сыпучих материалов следует применять их в виде неоседающей засыпки.

11.3.17. Облегченные кладки, в которых применяется засыпка пустот, допускаются только в жилых зданиях III степени долговечности, высотой не более двух этажей, для стен помещений сухих и с нормальной влажностью воздуха.

11.4. СТЕНЫ ИЗ ПАНЕЛЕЙ КИРПИЧНЫХ[1] И ПАНЕЛЕЙ ИЗ КЕРАМИЧЕСКИХ КАМНЕЙ

11.4.1. Панели кирпичные и панели из керамических камней, в зависимости от назначения конструкций и вида воспринимаемых нагрузок, подразделяются:

а) по назначению — на панели наружных и внутренних стен и перегородок и на панели специального назначения — цокольные, фризовые и др.;

б) по конструкции — на однослойные и многослойные;

в) по виду воспринимаемых нагрузок — на несущие, самонесущие и ненесущие.

Примечания: 1. Количество слоев в конструкции панели определяется без учета отделочных и растворных слоев.

2. Панели из теплотехнически эффективных керамических камней рекомендуются для наружных стен.

11.4.2(6.14). Для изготовления кирпичных панелей следует применять глиняный или силикатный кирпич марок 75—300 и раствор марок 75—200.

Кирпичные панели следует армировать сварными каркасами (см. п. 11.4.13).

В наружных стенах толщина растворных швов (ребер) из тяжелого раствора, в которых расположены каркасы, и толщина швов (ребер) по периметру панели должна быть не более 30 *мм*. Толщину ребер в панелях внутренних стен устанавливают по конструктивным соображениям, но не менее 35 *мм*.

Примечание. Кирпичные панели толщиной в ¼ кирпича следует применять только для ненесущих перегородок.

11.4.3. Для внутренних часторасположенных несущих стен применяются панели в ½ кирпича (рис. 60, *в*) с отделочными слоями по 1 *см* при общей толщине 14 *см* и между

[1] Кирпичные панели предусматривается изготовлять с уплотнением раствора способом вибрации.

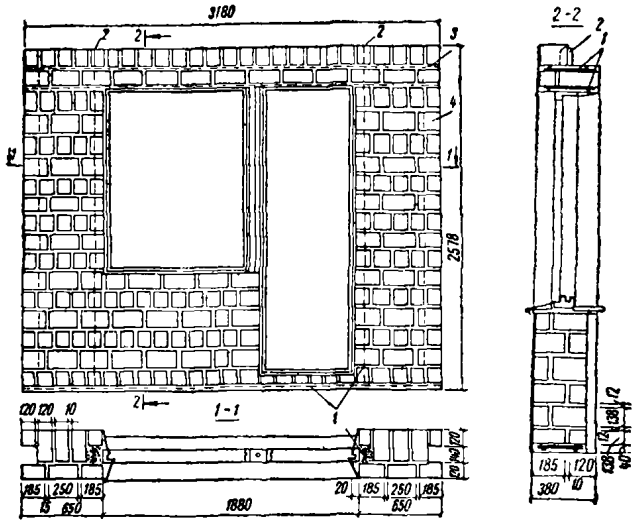


Рис. 61. Керамическая панель наружной стены

1 — сварной каркас; *2* — подъемная петля; *3* — закладные детали; *4* — паз для шва

квартирами — в 2 слоя по $^1/_4$ кирпича с отделочными слоями по 2 *см* при общей толщине 18 *см* (рис. 60, *г*). Для междукомнатных перегородок рекомендуется применять однослойные панели толщиной в $^1/_4$ кирпича (рис. 60, *б*).

Толщина несущих панелей стен зданий повышенной этажности может быть принята в 1 кирпич (27 *см*). Эти панели могут быть однослойными или же двухслойными (рис. 60, *д*).

Примечание. Минимальная толщина межквартирных стен принята 18 *см* по условиям требования звукоизоляции. Повышение звукоизоляционных свойств панелей может быть достигнуто также применением многослойных панелей, например с прокладкой минераловатных или древесноволокнистых плит в толще панели и т. д.

11.4.4. Для наружных стен, в зависимости от их материалов, могут применяться следующие типы панелей:

а) одностойные из керамических эффективных камней или пустотелого кирпича (рис. 61);

б) двухслойные с жесткими теплоизоляционными плитами (рис. 62);

в) трехслойные с жесткими и полужесткими теплоизоляционными плитами (рис. 63, *б*) и без утеплителей (рис. 63, *в*), с воздушной прослойкой.

11.4.5. Панели наружных стен из керамических камней могут проектироваться толщиной 1, $1^1/_2$ и 2 камня. Панели из керамических камней, как правило, выполняются с от-

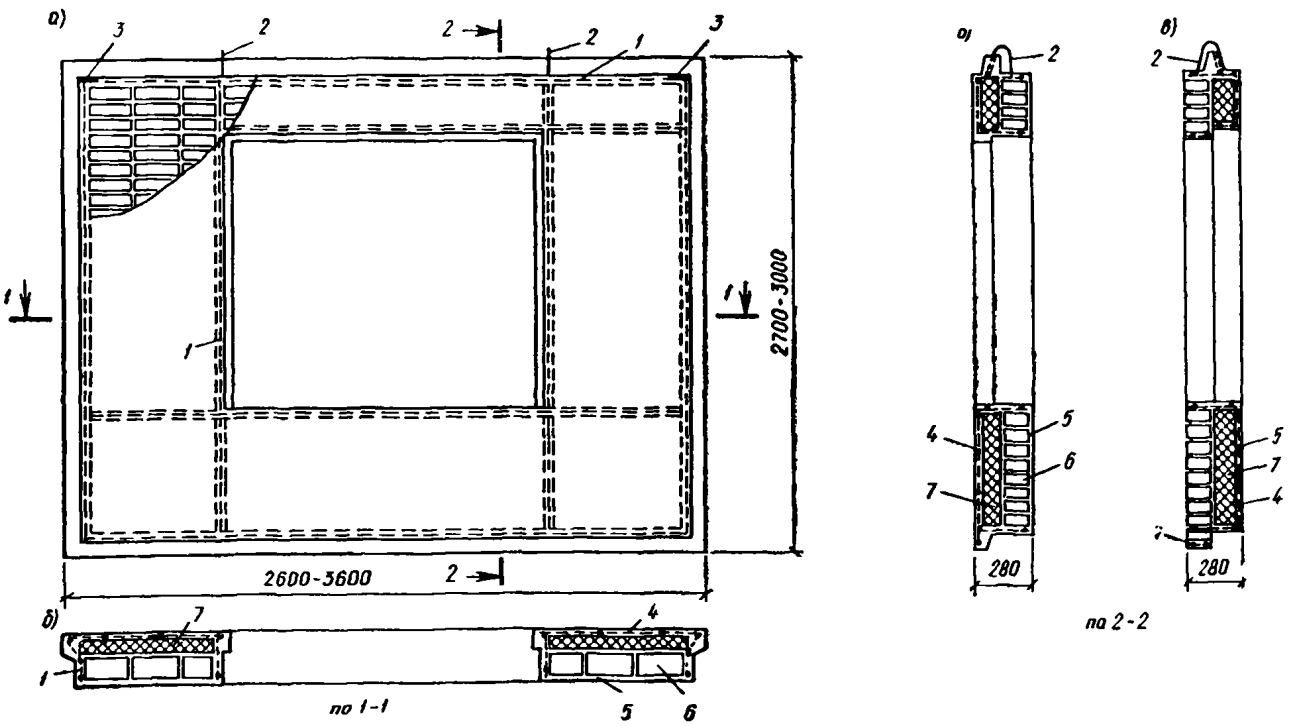


Рис. 62. Двухслойная кирпичная панель наружной стены

а — общий вид; *б* — с утеплителем с наружной стороны; *в* — с утеплителем с внутренней стороны; *1* — сварной каркас; *2* — подъемная петля; *3* — закладная деталь; *4* — сварная сетка; *5* — отделочный слой; *6* — кирпич; *7* — утеплитель

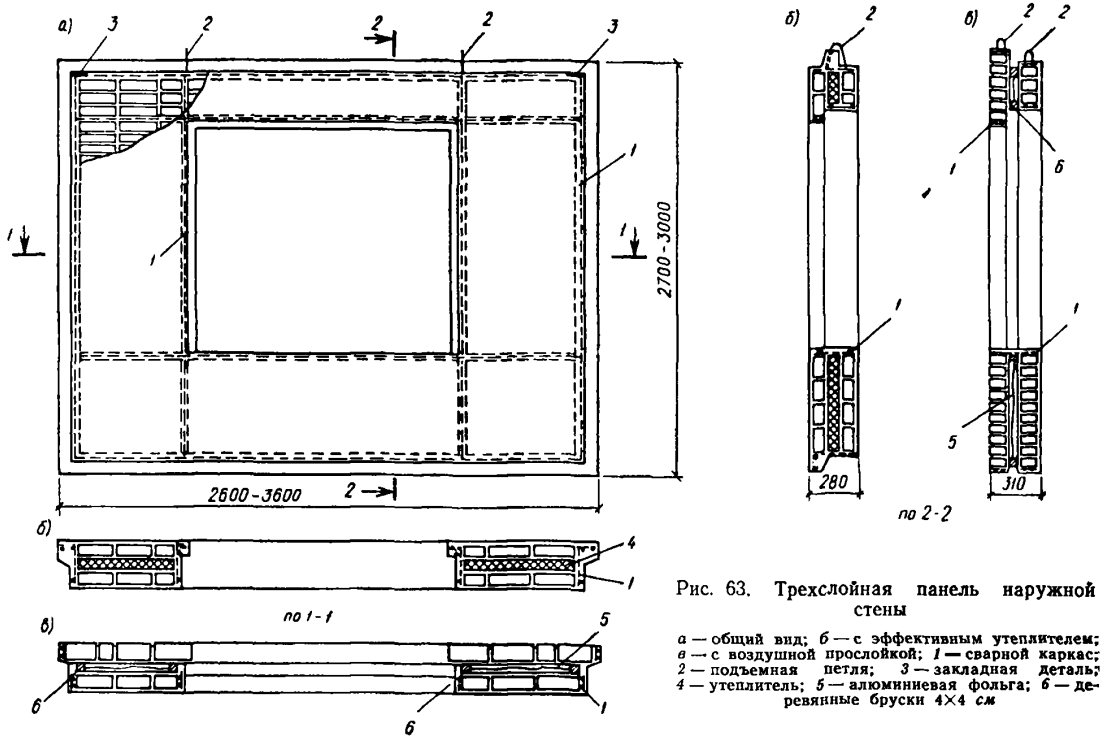


Рис. 63. Трехслойная панель наружной стены

а — общий вид; *б* — с эффективным утеплителем; *в* — с воздушной прослойкой; *1* — сварной каркас; *2* — подъемная петля; *3* — закладная деталь; *4* — утеплитель; *5* — алюминиевая фольга; *6* — деревянные бруски 4×4 *см*

крытой поверхностью. При изготовлении панелей без применения вибрации следует обязательно соблюдать продольную и поперечную перевязку швов (см. рис. 61).

11.4.6. Двухслойные конструкции могут быть разработаны в следующих двух вариантах:

а) внутренний несущий слой в $^1/_2$ кирпича и наружный слой из утеплителя в виде жестких плит с отделочным слоем из раствора или облицовочных плит (рис. 62, *б*);

б) наружный слой в $^1/_2$ кирпича из лицевого кирпича и внутренний слой из плит жесткого утеплителя с растворным слоем (рис. 62, *в*). Такие панели рекомендуется применять для навесных или самонесущих стен.

Слой раствора в обоих вариантах принимается толщиной не менее 40 *мм* (или не менее 30 *мм* при наличии облицовки плитками с фасадной поверхности). Растворный слой должен быть армирован сеткой из стержней диаметром 3 *мм* с размерами ячеек не более 150×150 *мм*. Защитный слой арматуры должен быть не менее 20 *мм*. Сетки должны быть связаны с каркасами панели.

11.4.7. Для южных районов страны или для неотапливаемых производственных зданий наружные стены могут быть выполнены в $^1/_2$ и 1 кирпич без утеплителя.

11.4.8. Наружные стены зданий могут быть запроектированы в трех вариантах разрезки: панель на один шаг (2,7—3,6 *м*), на два шага и с ленточной (горизонтальной) разрезкой. Панели в 1 или в 2 шага и высотой в один этаж следует делать замкнутыми по контуру. По низу в проемах панели следует устанавливать временные монтажные связи.

11.4.9. В качестве утеплителя панелей рекомендуются материалы, указанные в п. 2.1.52. При этом допускается применение плит из ячеистых бетонов, если они обладают гидрофобными свойствами.

11.4.10. В трехслойных панелях наружный слой делается в $^1/_4$ или $^1/_2$ кирпича, а внутренний слой в несущих стенах в $^1/_2$ кирпича и средний слой из эффективных плит утеплителя. Наружный слой в $^1/_4$ или $^1/_2$ кирпича может быть выполнен из лицевого или силикатного кирпича без отделочного слоя или облицовки плитками. Наружные и внутренние слои соединяются между собой сварными каркасами, расположенными по периметру панели и оконного или дверного проема (рис. 63, *б*).

11.4.11. В трехслойной панели со слоями по $^1/_2$ кирпича утеплителем может служить воздушная прослойка 4 *см*, экранированная алюминиевой фольгой. В этом случае каждый слой панели по $^1/_2$ кирпича изготовляется раздельно, а затем к внутреннему слою со стороны воздушного прослойка приклеивается лист алюминиевой фольги на горячей битумной мастике. Сопротивление теплопередаче такой панели при слоях из полнотелого красного кирпича равно $R_0=1{,}07$ *м²·ч·град/ккал*. Применяя для кладки более эффективный кирпич, чем сплошной, сопротивление теплопередаче можно повысить.

Раздельно изготовленные панели соединяются между собой стальными соединительными стержнями на сварке, а для получения замкнутой воздушной прослойки по периметру панели и оконного проема прокладывается антисептированный деревянный брусок 4×4 *см* (рис. 63, *в*).

11.4.12. Панели должны быть армированы сварными каркасами и сетками, как это показано на рис. 60—63. Сварные каркасы устанавливаются по наружному периметру панели, при наличии в панелях проемов каркасы должны быть установлены, кроме того, на уровне верха и низа проема и по его боковым сторонам.

В пересечениях каркасов горизонтальные каркасы следует пропускать сквозь вертикальные с тем, чтобы вертикальная арматура была расположена возможно ближе к поверхности панелей (с соблюдением установленной толщины защитных слоев).

Каркасы в углах вверху и внизу панели должны быть загнуты и связаны или сварены друг с другом.

11.4.13. Диаметр растянутой продольной арматуры должен быть не менее 3 *мм*, сжатой продольной арматуры — не менее 8 *мм*.

Диаметр арматуры в горизонтальных швах кладки должен быть не более:

в случаях пересечения арматуры в швах — 5 *мм*;

без пересечения арматуры в швах — 8 *мм*.

Сварные каркасы проектируются в соответствии с рекомендациями норм проектирования и руководств по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

11.4.14. Если арматура учитывается при расчете прочности панелей, то процент армирования двойной арматурой должен быть не менее 0,1 (по 0,05% у каждой поверхности панели), для растянутой продольной арматуры — 0,05.

При армировании панелей конструктивной арматурой площадь сечения вертикальной арматуры панели должна быть не менее 0,25 *см²/м* горизонтального сечения кладки; горизонтальной арматуры 0,25 *см²/м* вертикального сечения кладки.

Расстояние между вертикальными каркасами должно быть не более 150 *см*.

11.4.15. Панели стен, изготовляемые без применения поворотных устройств, должны быть рассчитаны на усилия, возникающие в момент подъема. В случаях, когда сопротивление растяжению кладки недостаточно для восприятия растягивающих усилий, панели должны быть армированы сварными сетками или каркасами.

11.4.16. Трехслойные панели при наличии коррозиеустойчивой низколегированной стали марок 10ХНДП, 10ХНДШП или другой стали типа Кор-Тэн рекомендуется проектировать с гибкими соединительными сварными каркасами без устройства растворных ребер. Для устройства гибких связей допускается также применять обычную сталь с антикоррозийным покрытием из цинка толщиной 100 *мк*, нанесенным гальваническим (ванным) способом, или с другим покрытием, обеспечивающим сохранность связей в течение всего времени, соответствующего заданной степени долговечности стены. При проектировании таких стен следует руководствоваться «Рекомендациями по конструированию, изготовлению и применению трехслойных панелей наружных стен с гибкими связями повышенной стойкости к атмосферной коррозии» ЦНИИЭП жилища. М., 1971.

11.4.17. В горизонтальном шве под опорами сборных железобетонных или стальных балок или перемычек, укладываемых на панели, должна быть уложена арматурная сетка такой длины, чтобы она не менее чем на 30 *см* переходила за конец перемычки. Длина опорных участков перемычек должна быть не менее 20 *см*.

11.4.18. Соединения наружных и внутренних стен, а также панелей наружных стен с элементами перекрытий рекомендуется выполнять связями из стали, приваренными к планкам закладных деталей, или следует предусматривать их приварку к арматуре панелей.

Сварные закладные детали, не приваренные к арматурным каркасам, рекомендуется проектировать с анкерами из стальных стержней периодического профиля класса А-III. Допускается также стык панели, выполняемый путем замоноличивания бетоном или раствором с перепуском арматуры.

Толщина закладных деталей должна быть не менее 6 *мм*. Суммарное сечение стержней связей в каждом узле для каждого направления должно быть не менее 2 *см*^{2}. Длина сварных швов определяется расчетом из условий равнопрочности сечения связей и должна быть не менее 5 *см*. Толщина шва h (по катету) должна быть не менее 6 *мм* и не более $1{,}5\,\delta$, где δ — наименьшая толщина свариваемых деталей.

Закладные детали и соединительные стержни должны быть расположены в углублениях (уступах, четвертях) панелей так, чтобы обеспечить необходимый защитный слой цементного раствора.

11.4.19. При устройстве связей в виде замоноличиваемых каркасов необходимо дополнительно предусматривать сварные монтажные соединения для обеспечения устойчивости здания на период твердения бетона в стыках.

11.4.20. В панелях длиной до 6 *м* необходимо устанавливать две подъемные петли; в панелях длиной более 6 *м*—четыре подъемные петли.

Подъемные петли стеновых панелей рекомендуется проектировать таким образом, чтобы они не выходили из плоскости (грани) панели и имели соответствующую анкеровку или были приварены к сварным каркасам.

Подъемные петли стеновых панелей рекомендуется использовать в качестве фиксаторов при укладке панелей перекрытий. В тех случаях, когда подъемные петли препятствуют установке панелей перекрытия, их необходимо срезать. Указание об этом должно быть сделано в проекте.

Отгиб подъемных петель при отсутствии углублений на поверхности панели не допускается.

Диаметр подъемных петель панелей должен определяться в зависимости от веса панели согласно СН 321-65 табл. II.1. Марку стали петель следует принимать согласно указаниям СНиП II-В.1-62* «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования».

11.4.21. В зданиях со стенами из кирпичных панелей рекомендуется применять элементы перекрытий размером «на комнату» в виде комплексной (составной) крупноразмерной конструкции с акустически неоднородным раздельным полом, обладающей высокой заводской готовностью. Допускается также применение других видов настилов и панелей перекрытий. При проектировании конструкции панельных перекрытий надлежит руководствоваться рекомендациями СН 321-65 и другими нормативными документами. Панели и настилы перекрытий должны быть связаны между собой и с примыкающими стеновыми панелями при помощи запуска в наружную стену и сварки закладных деталей. При этом если расстояние между поперечными стенами равно 3,6 *м* и более, то связи устраиваются не реже чем через 1,8 *м*. Если расстояние между поперечными стенами равно 3,3 *м* и менее, то связи разрешается устраивать только в местах пересечений внутренних и наружных стен. Опорные участки элементов перекрытий должны быть калиброваны и иметь отклонения по высоте не более ± 5 *мм*, о чем должно быть сделано указание в проекте.

11.4.22. Проектная глубина заделки опирания настилов и панелей перекрытий определяется расчетом и принимается равной не менее 6 *см* при пролете перекрытий до 4 *м* и не менее 8 *см* при пролетах 4 *м* и более.

11.4.23. Пустоты опорных участков пустотелых или ребристых железобетонных панелей (настилов) перекрытий, опирающихся на стены, должны быть заделаны на заводе специальными бетонными вкладышами на растворе или бетоном, о чем должно быть сделано указание в проекте. Кроме того, должны соблюдаться конструктивные указания, приведенные в СН 321-65.

11.4.24. Вертикальные стыки панелей наружных стен, как правило, должны совпадать с поперечными несущими стенами, которые должны заходить в стык не менее чем на 30 *мм* (рис. 64, *а, б*). Горизонтальные стыки панелей наружных стен рекомендуется располагать на уровне верхней грани панелей перекрытий (рис. 64, *в, г*).

При проектировании стыков панелей наружных стен следует руководствоваться МРТУ 7-16-66 «Стыки наружных стен крупнопанельных жилых зданий. Технические требования к воздухо-, водо- и теплозащитным качествам» и СН 321-65.

11.4.25. Расчет перемычек, являющихся частью панели (например, над оконными и дверными проемами), производится на нагрузки, передающиеся непосредственно на перемычку в пределах ее пролета в свету, включая вес подоконного участка выше расположенной панели и нагрузки от простенков, если они расположены полностью или частично над перемычкой, а также на усилия, возникающие при перекосах панелей из-за неравномерных осадок оснований.

При расчете перемычек следует руководствоваться рекомендациями СН 321-65 и указаниями пп. 11.4.26 и 11.4.27.

11.4.26. Расчет виброкирпичных перемычек

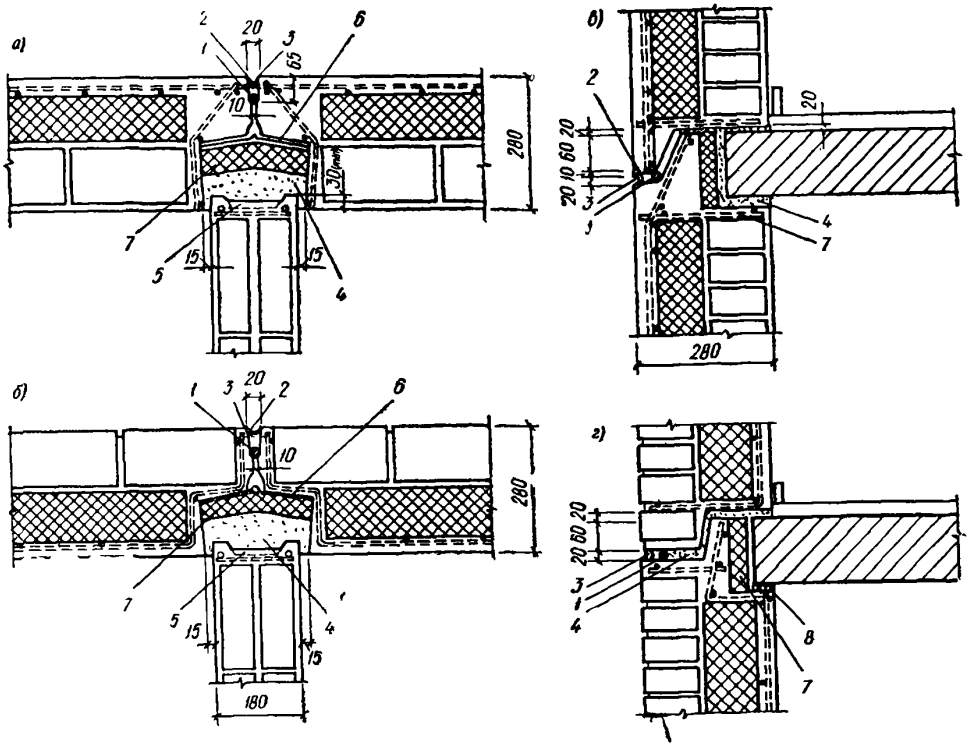


Рис. 64. Стыки панелей

а и *б* — вертикальный; *в* и *г* — горизонтальный; *1* — упругая прокладка; *2* — мастика; *3* — защитное покрытие; *4* — бетон или раствор; *5* — шпонки в торце панели; *6* — изоляционная прокладка; *7* — теплоизоляция; *8* — упругая прокладка

следует производить как армированных кирпичных балок.

Если прочность виброкирпичных кладок при расчете на поперечную силу окажется недостаточной, необходима постановка хомутов, расчет которых производится в соответствии с указаниями норм и руководств по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

11.4.27. Участки кирпичной панели под опорами сборных железобетонных перемычек (например, над дверными проемами во внутренних стенах) должны быть проверены расчетом на местное сжатие в двух вариантах:

а) на местную нагрузку, равную опорному давлению перемычки с учетом всех расчетных нагрузок, передаваемых на эту перемычку в пределах ее пролета в свету;

б) на сумму нагрузки, равной опорной реакции перемычки (с учетом только веса настила или панели перекрытия и полезной условной нагрузки в 75 *кг/м²*, и нагрузки на простенок от вышележащих этажей, соответствующей площади опорного участка.

11.4.28. Теплотехнический расчет кирпичных и керамических панелей следует производить в соответствии с рекомендациями главы СНиП II-А.7-71. Наружные стены слоистых панелей должны иметь сопротивление теплопередаче R_0 на 15% более $R_0^{тр}$.

11.5. СТЕНЫ ИЗ КРУПНЫХ БЛОКОВ

11.5.1. В зависимости от материально-технической базы и назначения зданий применяются стены из крупных блоков из цементных и силикатных тяжелых и легких бетонов, из ячеистых бетонов, из природного камня (известняка, известняка-ракушечника, туфа). Крупные блоки могут быть также изготовлены из кладки, выполненной в заводских условиях или на полигонах, из кирпича, керамических камней и природных обыкновенных камней (вследствие трещиноватости или малой

прочности горной породы из нее не могут быть выпилены блоки крупных размеров). Применяются бетонные блоки сплошные, с технологическими пустотами и пустотелые.

11.5.2. По технико-экономическим показателям целесообразно применять крупнопанельные бетонные стены. Применение стен из крупных бетонных блоков возможно только в целях использования существующей производственной базы.

11.5.3. Стены крупноблочных зданий следует проектировать с учетом:

а) единого компоновочного модуля, обеспечивающего применение типовых блоков, включенных в единую номенклатуру, утвержденную Госстроем СССР;

б) максимального сокращения количества типоразмеров блоков, а также максимального сокращения индивидуальных (не номенклатурных) блоков;

в) соответствия блоков по весу и размерам, технологии их изготовления, грузоподъемности и габаритам транспортных приспособлений, а также условиям перевозки и монтажа блоков;

г) возможно более полного использования грузоподъемности кранов при монтаже массовых сборных элементов зданий;

д) применения типовых сборных железобетонных конструкций и деталей (фундаментов, панелей и плит перекрытий, лестничных площадок и маршей, крупнопанельных перегородок и т. п.).

При назначении типов стен из крупных блоков следует также руководствоваться технико-экономическими соображениями с учетом условий материально-технического обеспечения строительства.

11.5.4. При проектировании стен следует применять блоки, предусмотренные действующими альбомами типовых конструкций, деталей и изделий для жилых, гражданских и производственных зданий, утвержденными Госстроем СССР.

11.5.5. Толщины стен из крупных блоков принимаются равными 20, 30, 40, 50 и 60 *см*. Если это возможно, согласно местным климатическим условиям, целесообразно, по экономическим соображениям, применять также другие толщины стен с градацией через 5 *см*.

11.5.6. Объемно-планировочные решения зданий, в целях уменьшения количества типоразмеров крупных блоков, должны быть по форме наиболее простыми.

11.5.7. Разрезка поля стены на отдельные блоки производится в соответствии с высотой этажей, размерами оконных проемов и имеющимися на строительстве подъемными механизмами.

11.5.8. В практике строительства применяются следующие системы разрезки крупноблочных стен: двухрядная, двухблочная, трехрядная, четырехрядная и многорядная.

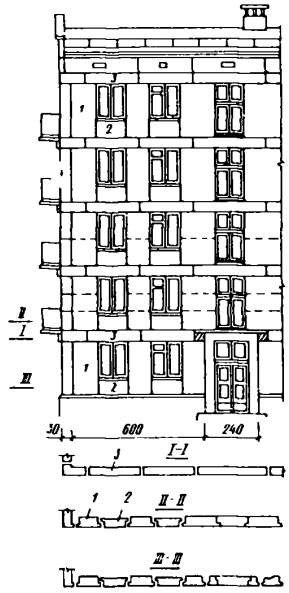


Рис. 65. Фрагмент фасадной стены из крупных блоков при двухрядной разрезке

1 — простеночный блок; *2* — подоконный блок; *3* — перемычечный блок

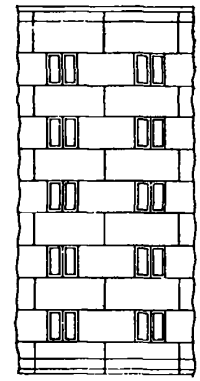


Рис. 66. Фрагмент фасадной стены из крупных блоков при двухблочной (ленточной) разрезке

Двухрядная разрезка поля стен (рис. 65) является основным решением наружной несущей стены из крупных блоков из легких бетонов. Двухблочная (ленточная) разрезка (рис. 66) применяется при самонесущих и ненесущих (навесных) наружных стенах.

Трехрядная и четырехрядная разрезка (рис. 65, пунктир) применяется в несущих и самонесущих наружных и внутренних стенах из силикатных блоков, блоков из кирпича, керамических панелей и природного камня.

Для внутренних стен применяется также однорядная разрезка.

11.5.9. Стены из крупных блоков при двухрядной, трехрядной и многорядной разрезке выполняются с перевязкой вертикальных швов между блоками в каждом этаже перемычечными или поясными армированными блоками (рис. 65). Этими же блоками осуществляется перевязка углов здания.

Перемычечные и поясные блоки крепятся между собой стальными связями, сваренными с закладными деталями блоков (рис. 67). Поясные перемычечные блоки должны укладываться, как правило, по наружным и внутренним стенам, образуя сплошные поэтажные пояса, обеспечивающие связь внутренних и наружных стен и их совместную работу.

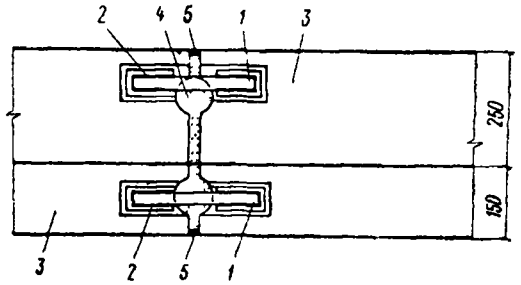


Рис. 67. Стык перемычечных (поясных) блоков

1 — закладные детали и связи; *2* — сварной шов; *3* — перемычечные (поясные) блоки; *4* — раствор; *5* — расшивка раствором

При однорядной или двухблочной (ленточной) разрезке желательна укладка поясных блоков по внутренним стенам с заделкой концов в наружных стенах. Если введение поясных блоков оказывается невозможным, связь между стенами должна осуществляться жесткими железобетонными шпонками.

Сечение поясов или шпонок и количество арматуры в них должно определяться расчетом (п. 11.5.24).

11.5.10. Все стальные закладные детали и связи должны быть защищены от коррозии и утоплены в блок, чтобы не препятствовать равномерному обжатию растворного шва верхних блоков и не создавать концентрацию усилий в местах расположения связей.

11.5.11. Крупные блоки из природного камня (пильных известняков, туфов) имеют, как правило, размеры, соответствующие трехрядной и многорядной разрезке, что обусловлено технологией их изготовления (распиловкой).

11.5.12. Стены из блоков природного камня осуществляются с перевязкой блоков в углах и сплошных участках стен на глубину не менее $^1/_4$ высоты блока и не менее 20 *см*.

Перемычечные и поясные блоки выполняют железобетонными или же комплексной конструкции, состоящей из железобетонного поддона или перемычки Г-образной формы, на которую укладываются блоки.

11.5.13. Если плиты перекрытий не опираются на внутренние стены, то для придания стенам большей жесткости и монолитности вертикальные швы между блоками внутренних стен не должны совпадать по этажам или для перевязки швов должны применяться поясные блоки или специальные железобетонные шпонки. Блоки крепятся между собой посредством сварки закладных деталей.

11.5.14. Вертикальные стыки по высоте должны тщательно заполняться бетоном или раствором для того, чтобы избежать продувания швов и проникновения влаги в помещение, в необходимых случаях швы должны быть утеплены.

Поверхность пазов в стеновых блоках рекомендуется делать с мелким рифлением для лучшего сцепления укладываемого в пазы бетона заполнения или раствора с блоками; более надежное заполнение вертикальных стыков может быть осуществлено при помощи вибрирования.

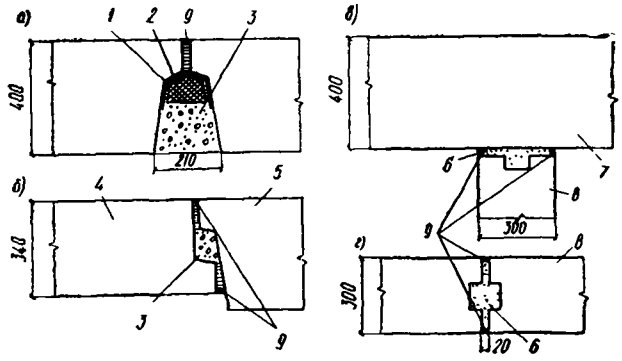


Рис. 68. Схема заделки вертикальных стыков между блоками

а — простеночными на глухих участках стен; *б* — простеночными и подоконными; *в* — простеночным и блоком внутренней стены; *г* — внутренних стен; *1* — два слоя рубероида; *2* — утеплитель, обернутый толем; *3* — легкий бетон; *4* — подоконный блок; *5* — простеночный блок; *6* — раствор; *7* — блок наружной стены; *8* — блок внутренней стены; *9* — зачеканка раствором

11.5.15. При стенах толщиной менее 50 *см* рекомендуется выполнить вертикальные стыки согласно рис. 68, *а*.

Вертикальный шов с внутренней стороны тщательно проконопачивается жгутами из просмоленной пакли, затем закрывается двумя слоями рубероида и утепляется пакетом из теплоизоляционного материала (битуминизированный войлок, плиты из минеральной ваты и др., обвернутые толем).

Остальное пространство заполняется легким бетоном с содержанием цемента не менее 250 *кг* на 1 $м^3$ бетона.

Стык простеночного и подоконного блоков и примыкание блоков внутренней стены к блокам наружных стен приведены на рис. 68, *б*, *в*.

11.5.16. Перекрытия укладывают на стены обязательно на растворе, марка которого устанавливается проектом, но должна быть не ниже 50; блоки вышележащего ряда также укладывают на растворе. Швы между плитами или настилами перекрытий, а также швы в местах примыкания перекрытий к поперечным капитальным стенам должны быть тщательно замоноличены цементным раствором марки не ниже 50 или бетоном.

Пространство между торцами плит или настилов на средней продольной стене допускается заполнять бетонными камнями марки не ниже марки бетона блоков при одном уровне верха заделки и верха плит перекрытий.

11.5.17. Торцы пустотных настилов перекрытий на опорах должны быть заделаны бетоном. Способ заделки торцов многопустотных настилов на опорах устанавливается проектом в зависимости от требований прочности, звукоизоляции и теплотехнических условий. Как правило, торцы пустотных настилов должны быть заделаны бетоном на заводе при изготовлении настила (до пропарки).

11.5.18. Анкеры, связывающие плиты (или прогоны) перекрытий со стенами, размещаются в горизонтальных швах стен или крепятся при помощи сварки к закладным деталям блоков. Концы элементов перекрытий, укладываемых на прогонах или на внутренних стенах, должны быть соединены между собой стальными связями.

11.5.19. Для горизонтальных швов, стен крупноблочных зданий должен применяться раствор марки не ниже 25, а для вертикальных стыков наружных стен для повышения их водонепроницаемости — не ниже 100. Толщина горизонтальных швов должна быть не более 20 *мм*.

11.5.20. Статический расчет крупноблочных зданий производится по указаниям раздела 8 настоящего Руководства.

11.5.21. Расчет крупноблочных стен на осевое и внецентренное сжатие, изгиб, косое внецентренное сжатие и местное сжатие производится по указаниям раздела 4 Руководства при расчетных характеристиках крупноблочных кладок, приведенных в разделе 3.

11.5.22. Расчет горизонтальных платформенных стыков (узлов опирания плит перекрытий на стены из крупных блоков) в стенах из крупных блоков однорядной разрезки производится по формулам, принятым для расчета стыков крупнопанельных стен по СН 321-65.

11.5.23. Свободные деформации, определяемые при проектировании соединений примыкающих друг к другу стен, вычисляются по указаниям п. 8.6.2. При этом значения α_1 определяются по формуле

$$\alpha_1 = \frac{m\alpha}{\eta},$$

где α — по табл. 25;

η — по указаниям п. 3.23;

m — коэффициент, учитывающий возможное рассеивание величины модуля деформации. Величина m должна приниматься для одной из стен равной $m=0{,}85$ и для другой $m=1{,}15$.

11.5.24. Расчет шпонок или поясных блоков, соединяющих примыкающие друг к другу стены, должен производиться на суммарное усилие, вызванное неравномерной загрузкой и разной деформативностью стен, действием ветра и температурно-влажностными изменениями. Расчет производится по СН 321-65.

11.5.25. При расчете на усилия от ветровой нагрузки, действующие в плоскости стены, должны учитываться указания о расчете перемычек над проемами на скалывание и изгиб, приведенные в пп. 8.5.7 и 8.2.10.

11.5.26. Водонепроницаемость и звукоизоляция крупноблочных стен, а также их прочность в решающей степени зависят от качества возведения стен. В связи с этим в чертежах проекта должны быть приведены требования к производству работ, указанные в пп. 11.1.11 и 11.5.27.

11.5.27. Горизонтальные швы должны быть выполнены с разравниванием раствора под рейку. Блок должен быть установлен на подкладки (маяки), поверхность которых должна быть на 3—4 *мм* ниже верхнего уровня раствора, с тем чтобы обеспечить обжатие раствора и образование более плотного шва. Подкладки должны удаляться после установки блока, что необходимо для обжатия раствора и для равномерного распределения напряжений в шве.

12. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТЕН С ОБЛИЦОВКАМИ

12.1. Расчет стен с облицовкой, выполняемой одновременно с кладкой, следует производить для двух предельных состояний: по несущей способности (прочности и устойчивости) и по образованию трещин в облицовке. Расчетные усилия в стенах не должны превышать меньшего усилия, определенного для этих двух предельных состояний.

Приведенный в пп. 12.2—12.9 метод расчета относится к стенам с облицовками, укладыва-

емыми одновременно с кладкой, при жестком соединении облицовочного слоя с основной частью стены.

12.2. Расчет стен с облицовками следует производить по площади сечения, приведенного к одному материалу ($F_{пр}$). Рекомендуется, как правило, приводить сечение к основному несущему слою, т. е. материалу кладки.

Приведение сечения к одному материалу должно производиться с учетом неполного использования прочности слоев (облицовки и кладки) при их совместной работе.

12.3. При приведении сечения к одному материалу толщина слоев (высота сечения) сохраняется прежней и изменяется только их ширина.

Приведенная ширина b_1 слоя определяется по формуле

$$b_1 = b\frac{m_o R_o}{m_к R_к}, \qquad (179)$$

где b — ширина основной части стены, к материалу которой приводится сечение (при прямоугольном сечении — ширина сечения);

R_o, m_o — расчетное сопротивление при сжатии и коэффициент использования прочности облицовки при совместной работе с кладкой;

$R_к$, $m_к$ — расчетное сопротивление при сжатии и коэффициент использования прочности кладки при совместной работе с облицовкой.

При расчете по образованию трещин в формулу (179) вместо m_o и $m_к$ следует подставить m_o и $m_к'$ (см. п. 12.6).

12.4. Степень использования прочности кладки и облицовки зависит от соотношения характеристики их деформативности.

Предельные относительные деформации определяются по формулам:

кладки:

$$[\varepsilon_к] = -\frac{\eta_к \mu_к}{\alpha_к}\ln\left(1-\frac{1}{\mu_к}\right); \qquad (180)$$

облицовки:

$$[\varepsilon_o] = -\frac{\eta_o \mu_o}{\xi_o \alpha_o}\ln\left(1-\frac{1}{\mu_o}\right), \qquad (181)$$

где α_o и $\alpha_к$ — упругие характеристики облицовки и кладки;

μ_o и $\mu_к$ — коэффициенты жесткости облицовки и кладки, характеризующие форму кривой деформации; величины μ_o и $\mu_к$ принимаются по экспериментальным данным, но не более 10;

η_o и $\eta_к$ — коэффициенты, характеризующие деформации ползучести и усадки кладки.

Значения α, μ и η для основных видов кладок и облицовок приведены в табл. 59.

Таблица 59

Характеристики деформаций кладки или облицовочного слоя, принимаемые при расчете стен с облицовками

Материал для кладки или облицовки стен	Значения α и μ при растворах марок			η
	25 и выше	10	4	
1. Кирпич глиняный пластического прессования обыкновенный и пустотелый	1000 / 1,1	750 / 1,1	500 / 1,1	2,2
2. Кирпич силикатный	750 / 1,1	500 / 1,1	350 / 1,1	3,0
3. Кирпич глиняный полусухого прессования .	500 / 1,1	500 / 1,1	350 / 1,1	2,5
4. Камни керамические стеновые, лицевые . . .	1400 / 1,1	1000 / 1,1	750 / 1,1	1,8
5. Плиты облицовочные, керамические пластического прессования . . .	2000 / 1,1	1700 / 1,1	1000 / 1,1	1,4
6. Плиты облицовочные, крупноразмерные из цементного бетона . . .	1500 / 1,1	1000 / 1,1	750 / 1,1	2,8
7. Плиты облицовочные, крупноразмерные из силикатного бетона марок 150—200	750 / 1,5	500 / 1,5	350 / 1,5	2,5

Примечание. В числителе приведены величины α, а знаменателе — μ.

12.5. При расчете стен с облицовками по несущей способности коэффициенты m_o и $m_к$ определяются по следующим правилам:

а) Если $[\varepsilon_к] > [\varepsilon_o]$, то прочность кладки не может быть полностью использована без разрушения облицовки. В этом случае

$$m_o = 1; \quad m_к = \mu_к(1-e^A), \qquad (182)$$

где e — основание натуральных логарифмов

$$A = c\ln\left(1-\frac{1}{\mu_o}\right);$$

$$c = \frac{\alpha_к \mu_o \eta_o}{\alpha_o \mu_к \eta_к}.$$

б) Если $[\varepsilon_0] > [\varepsilon_к]$, то прочность облицовки не может быть полностью использована. В этом случае

$$m_к = 1; \quad m_0 = \mu_0(1 - e^B), \tag{183}$$

где

$$B = \frac{1}{c} \ln\left(1 - \frac{1}{\mu_к}\right).$$

Значения $m_к$, вычисленные по формулам (182 и 183), приведены для основных видов кладок в табл. 60.

Таблица 60

Коэффициенты m_0 и $m_к$ (при растворах марок 25 и выше)

Материал облицовочного слоя	Материал стены: керамические камни		глиняный кирпич пластического прессования		силикатный кирпич		глиняный кирпич полусухого прессования	
	m_0	$m_к$	m_0	$m_к$	m_0	$m_к$	m_0	$m_к$
1. Лицевой пустотелый кирпич пластического прессования высотой 65 *мм* . . .	0,8	1	1	1	1	0,8	1	0,7
2. Керамические лицевые камни со щелевидными пустотами высотой 140 *мм*	1	1	1	0,85	1	0,6	1	0,5
3. Керамические плиты закладные (рис. 7.2) . . .	1	0,8	1	0,6	—	—	—	—
4. Крупноразмерные плиты из силикатного бетона .	0,7	1	1	1	1	0,8	1	0,7
5. Крупноразмерные плиты из тяжелого цементного бетона	0,9	1	1	0,95	1	0,75	1	0,65

12.6. При расчете по трещинам коэффициенты m_0' и $m_к'$ характеризуют использование прочности облицовки и кладки в момент образования трещин на границе между облицовкой и кладкой (в закладной части плиты или в прокладном ряду облицовки).

Коэффициент m_0' устанавливается на основании соответствующих испытаний, а при отсутствии экспериментальных данных может приниматься $m_0' = 0{,}6$. Коэффициент $m_к'$ вычисляется по формуле

$$m_к' = \mu_к\left(1 - e^D\right), \tag{184}$$

где

$$D = c \ln\left(1 - \frac{m_0'}{\mu_0}\right).$$

Значения m_0' и $m_к'$ для основных видов стен с облицовками приведены в табл. 61.

12.7. При расчете приведенного сечения стены эксцентриситет определяется по отношению к центру приведенного сечения (упругому центру).

Эксцентриситет $e_0 > 0{,}25\,y$ в сторону облицовки не допускается (y — расстояние от центра тяжести до края приведенного сечения в сторону эксцентриситета).

Центральным называется сжатие, при котором усилие приложено к центру тяжести приведенного сечения. Центр тяжести, момент инерции и высота рабочей (сжатой) части приведенного сечения, коэффициенты φ, $\varphi_1 m_{дл}$ и ω определяются так же, как и для сечений из однородного материала по указаниям раздела 4 и назначаются в соответствии с материалом кладки основной части стены. Положение центра тяжести, момент инерции и, при необходимости, высота расчетной (сжатой) части сечения могут определяться по данным приложений 5 и 6.

12.8. Расчет по несущей способности стен, облицованных различными фасадными материалами, производится по формулам:

а) центрально сжатые элементы

$$N \leqslant m_{дл}\varphi m_к F_{пр} R; \tag{185}$$

б) внецентренно сжатые элементы с эксцентриситетом в сторону облицовки

$$N \leqslant m_{дл}\varphi_1 m_к F_{пр.с} R; \tag{186}$$

в) внецентренно сжатые элементы в сечениях с эксцентриситетом в сторону, противоположную облицовке

$$N \leqslant m_{дл}\varphi_1 F_c R\omega. \tag{187}$$

В формулах (185)—(187)

R — расчетное сопротивление сжатию кладки основной части стены;

$m_к$ — коэффициент использования прочности кладки;

$F_{пр}$ — приведенная площадь сечения;

$F_{пр.с}$ — площадь сжатой части приведенного сечения.

Значения φ, φ_1, $m_{дл}$ и ω принимаются по указаниям п. 12.7.

12.9. Расчет по моменту образования трещин на границе облицовки и кладки следует производить по формулам:

а) центрально сжатые элементы

$$N \leqslant m_{дл}\varphi m'_к F_{пр} R; \tag{188}$$

Таблица 61

Коэффициенты m'_0 и $m'_к$ (при растворах марок 25 и выше)

Материал облицовочного слоя	Материал стены							
	керамические камни		глиняный кирпич пластического прессования		силикатный кирпич		глиняный кирпич полусухого прессования	
	m'_0	$m'_к$	m'_0	$m'_к$	m'_0	$m'_к$	m'_0	$m'_к$
Лицевой пустотелый кирпич пластического прессования высотой 65 *мм*	0,7	1	1	1	0,85	0,6	0,95	0,65
Лицевые керамические камни со щелевидными пустотами, высотой 140 *мм*	1	1	1	0,8	1	0,6	1	0,5
Керамические закладные плиты (рис. 7, *г*)	1	0,8	0,95	0,5	—	—	—	—
Крупноразмерные плиты из силикатного бетона	0,45	0,8	0,55	0,7	0,7	0,55	0,9	0,6
Крупноразмерные плиты из тяжелого цементного бетона .	0,85	0,95	1	0,95	1	0,75	1	0,65

б) внецентренно сжатые элементы с эксцентриситетом в сторону облицовки

$$N \leqslant m_{дл}\varphi m'_к F_{пр\,с} R; \qquad (189)$$

в) внецентренно сжатые элементы в сечениях с эксцентриситетом в сторону кладки по моменту образования трещин не рассчитываются. При этом должны быть учтены указания п. 12.10.

12.10. Стены многоэтажных зданий, как правило, являются неразрезными балками, имеющими горизонтальные опоры в уровне перекрытий; знак изгибающего момента может меняться в пределах этажа. Поэтому если максимальный момент направлен в сторону кладки, то кроме расчета опасного сечения с учетом момента этого направления необходим также расчет сечений стены, в которых момент направлен в сторону облицовки. При этом разрешается принимать:

$$M = 0{,}25\,M_{max},$$

где M — момент, направленный в сторону облицовки;

M_{max} — максимальный момент, направленный в сторону кладки.

Если момент в сторону кладки не меняет своего знака в пределах стены рассматриваемого этажа, принимается $M=0$.

Расчет по указаниям настоящего пункта производится по образованию трещин в стене с облицовкой по формулам п. 12.9 в дополнение к расчету по формуле (187), причем предельным считается меньшее из полученных усилий.

12.11. Расчет по раскрытию трещин (швов) облицовки на растянутой стороне сечения производится по формуле (126) при эксцентриситете в сторону кладки, превышающем 0,7 y. В этом случае разрешается производить расчет, принимая сечение стены однородным (без приведения сечения облицовки к материалу кладки). Эксцентриситет определяется по отношению к геометрическому центру сечения и при прямоугольном сечении элемента принимается $y=0{,}5\,h$. При эксцентриситете в сторону облицовки расчет по формуле (126) не производится, так как величина этого эксцентриситета ограничена.

12.12. При отсутствии перевязки облицовки с кладкой и соединении слоев только гибкими связями производится раздельный расчет кладки и облицовки по указаниям п. 13.14 «б».

12.13. Расчет стен с прислонной тонкой облицовкой, прикрепляемой к стене на растворе, производится без учета облицовочного слоя. Надежность крепления облицовки должна обеспечиваться указаниями, приведенными в пп. 12.31 и 12.40—12.42.

12.14. В целях повышения несущей способности облицованной кладки допускается ее армирование сетками. Учет армирования в расчете производится по правилам, приведенным в пп. 12.15—12.16.

12.15. Во всех случаях армирования стен (конструктивного или же по расчету) сетки должны укладываться в пределах всего сечения стены, включая облицовку.

12.16. Расчет облицованной кладки, армированной сетками, производится по несущей способности и моменту образования трещин на границе между облицовкой и кладкой так же, как и неармированной кладки с облицовкой (см. пп. 12.8—12.11) с заменой R на расчетное сопротивление армированной кладки $R_{а.к}$ — при центральном сжатии и $R_{а.к.п}$ — при внецентренном сжатии. Величины $R_{а.к}$ и $R_{а.к.п}$ принимаются не более $1{,}5R$. При определении φ и $m_{дл}$ принимается упругая характеристика $\alpha_а$ для армированной кладки.

12.17. Сетчатое армирование кладки, облицованной закладными керамическими плитами, в расчете не учитывается. В случае армирования сетками стен, облицованных неармированными бетонными плитами, перевязанными с кладкой прокладными рядами из тех же плит, разрешается учитывать в расчете только арматурные сетки, располагаемые над и под прокладными рядами облицовки.

12.18. В простенках многоэтажных зданий, облицованных различными видами фасадных материалов, при жестком соединении (перевязке) облицовки с кладкой во всех этажах, где достигается использование расчетной несущей способности стены более чем на 90% следует предусматривать конструктивное армирование; в швы кладки и облицовки укладываются арматурные сетки из стали диаметром 4 *мм* с ячейками 150×150 *мм*. Сетки располагаются в третях высоты простенка, но не реже чем через 1 *м*.

12.19. При наличии наружных обрезов в сильно нагруженных стенах, во избежание отслаивания облицовки, следует укладывать в швы кладки и облицовки на ширину простенка сетки из арматуры ∅ 4—6 *мм* с ячейками не менее 80×80 *мм*. Сетки располагаются на участке кладки, примыкающем к обрезу не менее чем в трех швах через два ряда кладки по высоте стены.

12.20. В простенках многоэтажных зданий, возводимых при отрицательных температурах, конструктивное армирование применяется во всех этажах, кроме тех, где расчетная несущая способность используется не более чем на 50% как в момент оттаивания, так и в законченном здании. При этом в случае облицовки лицевым кирпичом или камнями применяется конструктивное армирование, указанное в п. 12.18. При облицовке плитами, жестко связанными с кладкой сетки из стали диаметром 4—5 *мм* с ячейками 100×100 *мм*, должны укладываться в швы кладки по всей

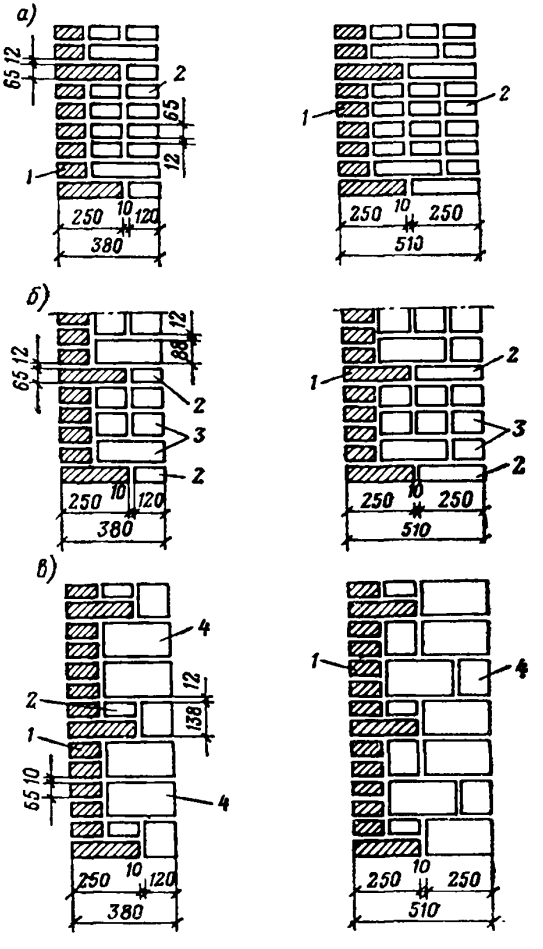


Рис. 69. Кладка типа XII из кирпича или керамических камней совместно с лицевым кирпичом

а — из кирпича толщиной 65 *мм*; *б* — из кирпича толщиной 88 *мм*; *в* — из керамических камней; *1* — лицевой кирпич; *2* — кирпич обыкновенный толщиной 65 *мм*; *3* — то же, толщиной 88 *мм*; *4* — керамические пустотелые камни

толщине стены не реже чем через два ряда плит по высоте стены.

12.21. Описание и характеристики применяемых для облицовок материалов см. в разделе 2.

12.22. Во избежание значительного уменьшения несущей способности стен с облицовка-

ми и связанной с этим необходимостью утолщения стен при выборе типа облицовок следует руководствоваться следующими правилами:

а) рекомендуется при жестком соединении облицовки с основной кладкой применять облицовочные плиты или камни, имеющие высоту, равную или меньшую высоте ряда кладки

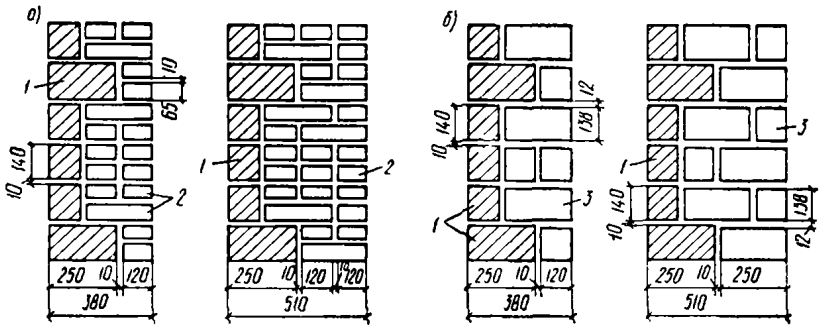


Рис. 70. Кладка типа XIIа из кирпича или керамических камней совместно с лицевыми керамическими камнями

а — кладка стены из кирпича; *б* — кладка стены из керамических камней; *1* — лицевые керамические камни; *2* — кирпич толщиной 65 *мм*; *3* — стеновые керамические камни

(например, лицевой кирпич применять в сочетании с кладкой из кирпича или из керамических камней, лицевые керамические камни — с кладкой из керамических камней и др.).

Марка облицовочного материала, принимаемая в проекте, должна быть, как правило, на одну ступень выше марки материала основной кладки стены;

б) применять облицовки, соединенные гибкими связями со стеной.

12.23. Для стен из силикатного кирпича и глиняного полусухого прессования применение для облицовки крупноразмерных закладных керамических плит не допускается.

12.24. При облицовке стен лицевым кирпичом перевязка облицовки с кладкой производится по многорядной системе. При этом тычковые ряды, перевязывающие облицовку с кладкой, располагаются не реже, чем: в кладке стен из кирпича толщиной 65 *мм* — через 5 ложковых рядов, в кладке из кирпича 88 *мм* — через три ряда и керамических камней высотой 138 *мм* — через два ряда кладки стены (тип XII, рис. 69).

12.25. Лицевая кладка из керамических камней перевязывается с кладкой стены тычковыми рядами камней не реже чем через шесть рядов кирпичной кладки или через три ряда кладки из керамических камней (тип XIIа, рис. 70). Более редкая перевязка, чем указано выше, не допускается.

12.26. Рекомендуется, как правило, производить перевязку лицевого слоя со стеной сплошными тычковыми рядами. Если из архитектурных соображений в лицевом слое принято чередование в отдельных рядах тычков и ложков (разреженные тычковые ряды), то количество кирпича или камней, уложенных в лицевом слое тычком, перевязывающих облицовку с кладкой, должно быть равно количеству тычков при перевязке по указаниям пп. 12.24 и 12.25.

12.27. Для перевязки лицевого слоя с кладкой следует изготовлять и применять специальные тычковые кирпичи или камни, сплошные или же с продольными или круглыми отверстиями, чтобы по возможности уменьшать ослабление поперечного сечения кирпича или камня пустотами.

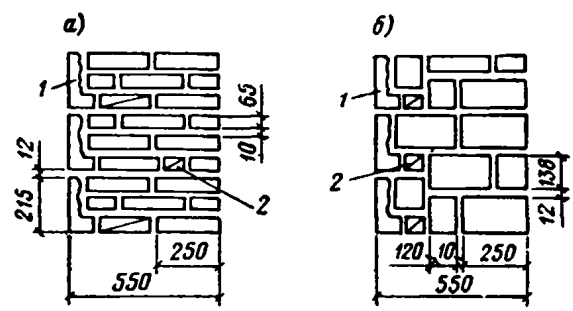


Рис. 71. Перевязка кладки типа XIII с облицовкой закладными керамическими плитами

а — из кирпича толщиной 65 *мм*; *б* — из керамических камней; *1* — закладные керамические плиты; *2* — раствор с кирпичным щебнем

12.28. Облицовка закладными плитами (рис. 71) производится одновременно с кладкой стены: перевязка осуществляется заделкой в кладку хвостовой части плиты на глубину не менее 75 *мм*.

12.29. Облицовка из плоских бетонных плит при установке одновременно с кладкой стены перевязывается с кладкой прокладными рядами из аналогичных плит, располагаемыми после каждого ряда плит по высоте фасада. Толщина прокладных рядов плит должна быть равной или кратной толщине ряда кир-

пича, глубина заделки прокладного ряда не менее 120 *мм* (рис. 72). Толщина плит должна быть не менее 40 *мм*, высота не более 300 *мм*.

12.30. При установке бетонных плит в процессе кладки с креплением на гибких связях (анкерах) размеры плит устанавливаются исходя из технологических возможностей их изготовления, толщина бетонных плит должна быть не менее 40 *мм*, вес плит при ручной кладке 40 *кг*. Для обеспечения необходимой надежности облицовки на гибких связях в период эксплуатации зданий следует:

для связей применять коррозиестойкие стали или защищать их стойкими антикоррозийными покрытиями;

в каждом этаже облицовочный слой опирать на специальную Г-образную армированную плиту, заделанную в кладку или железобетонный пояс.

Под опорной плитой или поясом оставлять осадочный горизонтальный шов 20—25 *мм*, который заполняется мягкой прокладкой и с наружной стороны расшивается гидроизоляционной мастикой.

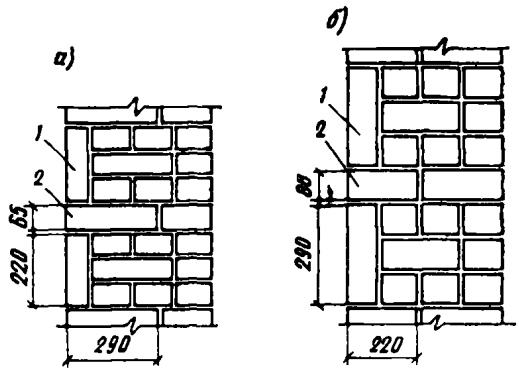


Рис. 72. Кладка типа XIIIа из кирпича, облицованная плоскими плитами с прокладными рядами из тех же плит

а — из кирпича толщиной 65 *мм*; *б* — из кирпича толщиной 88 *мм*; *1* — плоские плиты; *2*—прокладной ряд из плит

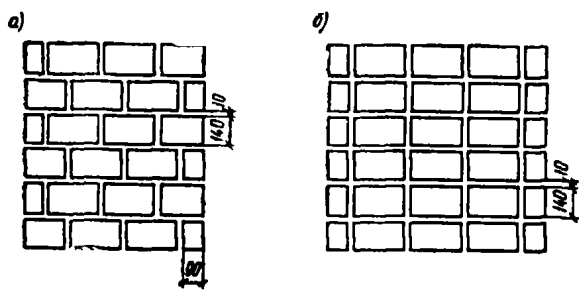


Рис. 73. Фасады стен, облицованные керамическими материалами

а — укладка облицовки с перевязанными швами; *б* — то же, с неперевязанными швами

12.31. Лицевой кирпич, камни и облицовочные плиты могут укладываться с перевязанными или неперевязанными по фасаду вертикальными швами (рис. 73).

12.32. Применение для облицовки прислонных плиток с креплением их только на растворе по готовым кирпичным стенам разрешается в зданиях не выше девяти этажей при выполнении стен из глиняного кирпича пластического прессования и керамических камней и не выше пяти этажей при выполнении стен из силикатного кирпича или глиняного полусухого прессования. При этом высота плиток должна быть не более 140 *мм* для кладки из глиняного кирпича и керамических камней и не более 65 *мм* для кладки из силикатного кирпича и глиняного полусухого прессования. Крепление на растворе более крупных плиток не допускается. Прочность раствора для крепления плиток к кирпичной кладке должна быть не менее 50 *кг/см²* (рис. 74).

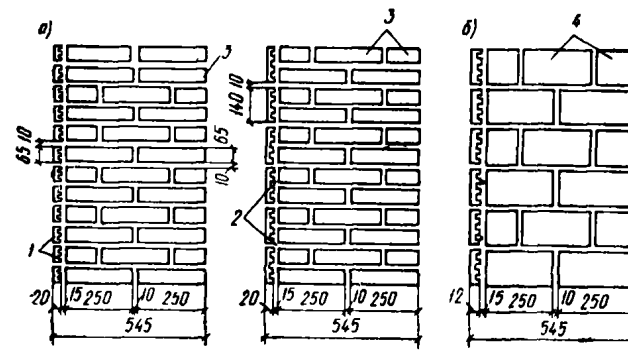


Рис. 74. Облицовка кладки прислонными керамическими плитками с креплением на растворе

а — стен из кирпича; *б* — стен из керамических камней; *1* — керамические плитки; *2* — раствор для крепления плиты; *3* — кирпич; *4* — керамические камни

12.33. Для облицовки стен из бетонных камней могут быть применены лицевой кирпич и лицевые камни (стена типа XIV, рис. 75).

12.34. В случае облицовки стен закладными плитами, для облицовки откосов простенков применяются специальные угловые плиты, дополнительно укрепляемые анкерами диаметром 6 *мм*. Поверхность простенка между угловыми плитами облицовывается рядовыми плитами.

12.35. При облицовке стен прислонными плитами для углов зданий и простенков применяются специальные облицовочные угловые плиты.

12.36. Облицовка перемычек над оконными и дверными проемами производится при облицовке стен прислонными плитами, керамическими камнями или лицевым кирпичом — теми же материалами, что и стены, а при применении для облицовки закладных керамических плит — плитами специальной формы и размеров.

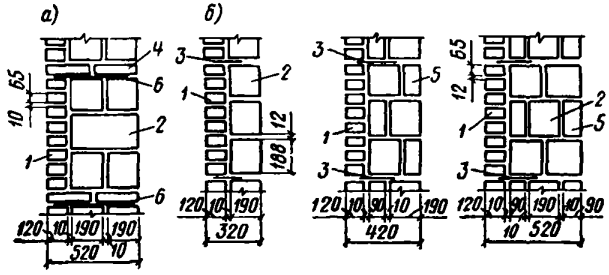


Рис. 75. Кладка типа XIV из легкобетонных камней с кирпичной облицовкой

а — с прокладными рядами; *б* — с гибкими связями; *1* — наружная облицовка толщиной в ½ кирпича; *2* — целый легкобетонный камень или из ячеистого бетона; *3* — металлические скобы; *4* — прокладной кирпичный ряд; *5* — продольная половинка камня; *6* — металлические сетки

12.37. Лицевая кладка цоколя выше гидроизоляционного слоя может быть выполнена из лицевого кирпича пластического прессования, плитами из тяжелого бетона или естественного камня.

12.38. Ширина кирпичных простенков, проектируемых с облицовкой, должна быть кратной ½ кирпича или согласованной с размерами элементов облицовки.

12.39. Толщина швов облицовки из лицевого кирпича или керамических камней принимается той же, что и в основной кладке стены. Толщина вертикальных швов облицовки из плит устанавливается по архитектурным соображениям.

12.40. Швы облицовки обычно заполняются раствором и расшиваются в процессе кладки стены. Исключение составляют тонкие закладные керамические плиты, при облицовке которыми горизонтальные швы на толщину облицовочных плит разрешается заполнять раствором только при условии, если расчетное усилие в законченном здании не превышает 60% расчетной несущей способности неармированной стены. При несоблюдении последнего условия горизонтальные швы облицовки должны оставляться незаполненными раствором; заполнение и расшивка швов производится не ранее чем через шесть месяцев после возведения здания на всю высоту.

Допускается и в других случаях применения плитных облицовок оставлять горизонтальные швы не заполненными раствором. При этом при производстве работ должна строго контролироваться расчистка швов.

12.41. Кладка стен, предназначенных для дальнейшей облицовки прислонными (малогабаритными) плитками, с креплением их на растворе; должна быть выполнена впустошовку.

12.42. Облицовка стен прислонными керамическими плитками, укрепленными на растворе, допускается не ранее чем через шесть месяцев после того, как нагрузка на стены достигнет 85% полной проектной нагрузки.

12.43. Облицовку стен прислонными плитами на растворе допускается производить только при устойчивой положительной температуре не ниже +5° С. Толщина облицовочного слоя (плитка и слой раствора) не должна быть более 30 *мм*.

12.44. Производство работ методом замораживания на обыкновенных растворах допускается, как правило, только для стен из глиняного кирпича пластического прессования с облицовкой лицевым кирпичом и стен из керамических камней с облицовкой лицевыми керамическими камнями. При этом применение метода замораживания учитывается при расчете по указаниям п. 19.3 понижением характеристик жесткости кладки. Облицовка стен плитами, перевязанными с кладкой прокладными рядами, или облицовка закладными плитами допускается в зимних условиях только при условии применения растворов с противоморозными добавками или при обогреве стены по мере ее возведения. Применение метода замораживания в этих случаях разрешается только в тех этажах здания, где расчетная несущая способность неармированной стены используется не более чем на 60%, как в момент оттаивания, так и в законченном здании.

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

Замена на строительстве одного вида кирпича другим или изменение вида облицовки не допускается без согласования с проектной организацией. В частности, не допускается замена глиняного кирпича пластического прес-

сования кирпичом полусухого прессования или же силикатным кирпичом.

Рабочие чертежи проекта и проект организации работ должны содержать указания по возведению стен с облицовками в зимних условиях согласно требованиям раздела 19 Руководства, а также — в случае необходимости — требования о применении противоморозных добавок в растворах, о конструктивном армировании (п. 12.20), о временном оставлении незаполненных швов в облицовке и др.

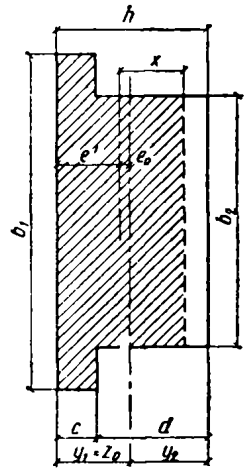


Рис. 76

а) при расчете по несущей способности

$b_1=118$ *см*; $b_2=90$ *см*; $h=51$ *см*; $c=12$ *см*; $e_0=4$ *см*; $e'=20{,}2$ *см*; $y_1=z_0=24{,}2$ *см*; $y_2=26{,}8$ *см*; $x=22{,}6$ *см*

б) при расчете по образованию трещин

$b_1=129$ *см*; $b_2=90$ *см*; $h=51$ *см*; $c=12$ *см*; $e_0=4$ *см*; $e'=19{,}7$ *см*; $y_1=z_0=23{,}7$ *см*; $y_2=27{,}3$ *см*; $x=22{,}9$ *см*

Пример 13. Расчет кирпичной стены, облицованной лицевыми керамическими камнями.

Проверить прочность простенка из кирпича, облицованного лицевыми керамическими камнями.

Размеры простенка: ширина 90 *см*, толщина 51 *см*, высота этажа $H=3$ *м*. Простенок выполнен из глиняного кирпича пластического прессования марки 100 на растворе марки 75, облицовка из лицевых керамических камней марки 125 на том же растворе. Высота ряда облицовки равна двум рядам кладки (140 *мм*), толщина слоя облицовки 12 *см*.

Продольная сила в сечении равна 50 *т·м*, изгибающий момент $M=2$ *т·м* и направлен в сторону слоя облицовки.

По табл. 10 (2) для кладки из кирпича марки 100 на растворе марки 75 расчетное сопротивление $R=17$ *кГ/см²* и слоя облицовки из камня марки 125 на том же растворе $R=19$ *кГ/см²*.

Расчет производим по несущей способности и образованию трещин на границе облицовки с кладкой.

а) Расчет по несущей способности производим по формуле (186).

Очевидно, что предельная деформация кладки из кирпича больше, чем облицовки из керамических камней. Поэтому согласно п. 12.5 «а» и табл. 60 $m_0=1$ и $m_к=0{,}85$.

Определяем приведенную площадь сечения (рис. 76). Ширина слоя кладки остается равной 90 *см*. Приведенная ширина слоя облицовки по формуле (179) равна:

$$b_1=b_2\frac{m_0R_0}{m_кR_к}=\frac{90\cdot19}{0{,}9\cdot17}=118\ см,$$

$$F_{пр}=118\cdot12+90\cdot39=4925\ см^2.$$

По графику приложения 5 находим положение центра тяжести приведенного сечения:

$$\text{для } \alpha=\frac{c}{h}=\frac{12}{51}=0{,}236;\quad \beta=\frac{b_2}{b_1}=\frac{90}{118}=0{,}762.$$

$$\chi=0{,}475;\quad z_0=\chi h=0{,}475\cdot51=24{,}2\ см.$$

Эксцентриситет приложения усилия:

$$e_0=\frac{M}{N}=\frac{200}{50}=4\ см.$$

При эксцентриситете в сторону полки, что имеет место в нашем случае, по формуле приложения 6 вычисляем x:

$$x=\sqrt{\frac{b_1c}{b_2}(2e'-c)+(e'-c)^2};$$

$$e'=24{,}2-4=20{,}2\ см.$$

$$x=\sqrt{\frac{118\cdot12}{90}(2\cdot20{,}2-12)+(20{,}2-12)^2}=22{,}6\ см.$$

Тогда высота сжатой зоны сечения

$$h_c=x+e'=22{,}6+20{,}2=42{,}8\ см;$$

$$F_{пр.с}=118\cdot12+90(42{,}8-12)=4185\ см^2.$$

По формуле (20) определяем

$$\varphi_1=\varphi\left[1-\frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_э}-0{,}2\right)\right].$$

Вычисляем радиус инерции

$$r=\sqrt{\frac{J_{пр}}{F_{пр}}}.$$

По графику приложения 5 для $\alpha=0{,}236$ и $\beta=0{,}762$ $\eta=0{,}071$ и $J_{пр}=\eta bh^3=0{,}071\cdot118\cdot51^3=111\cdot10^4$;

$$r=\sqrt{\frac{111\cdot10^4}{4925}}=15;\quad h_э=3{,}5r=3{,}5\cdot15=52{,}5.$$

Стена самонесущая, в каждом этаже она должна быть связана с перекрытием анкерами, но перекрытия не опираются на стену. Поэтому при расчете на продольный изгиб гибкость определяется при $l_0=H$.

$$\lambda_r=\frac{l_0}{r}=\frac{300}{15}=20.\ \text{По табл. 32 } \varphi=0{,}965,$$

$r=15>8{,}7$ и по п. 4.13 $m_{дл}=1$;

$$\varphi_1=0{,}965\left[1-\frac{4}{51}\left(0{,}06\frac{300}{52{,}5}-0{,}2\right)\right]=0{,}95.$$

По формуле (186) предельное усилие:

$$N_{пред}=m_{дл}\varphi_1F_{пр.с}m_кR=1\cdot0{,}95\cdot4185\cdot0{,}85\cdot17=$$

$$=57\,300\ кГ=57{,}3\ т.$$

Предельное усилие (расчетная несущая способность) сечения, равное 57,3 *т* больше расчетного усилия в стене, равного 55 *т*, и, следовательно, прочность простенка достаточна.

б) Расчет по образованию трещин на границе облицовки с кладкой производим по формуле (189).

По табл. 61 $m_к=0{,}8$ и $m_0=1$.

Вычисляем приведенную площадь сечения (см. рис. 76).

По формуле (179)

$$b_1 = 90\,\frac{1\cdot 19}{0{,}8\cdot 17} = 126\ см$$

и

$$F_{пр} = 126\cdot 12 + 90\cdot 39 = 5030\ см^2.$$

По графику приложения 5 находим положение центра тяжести приведенного сечения.

$$\text{Для } \alpha = \frac{12}{51} = 0{,}236 \text{ и } \beta = \frac{90}{126} = 0{,}71$$

$$\chi = 0{,}465;\ y_1 = \chi h = 0{,}465\cdot 51 = 23{,}7\ см;$$

$$y_2 = 27{,}3\ см;\ e' = y_1 - e_0 = 23{,}7 - 4 = 19{,}7\ см.$$

Определяем площадь сжатой части сечения (приложение 6):

$$x = \sqrt{\frac{126\cdot 12}{90}(2\cdot 19{,}7 - 12) + (19{,}7 - 12)^2} = 22{,}6\ см;$$

$$h_{пр.с} = e' + x = 19{,}7 + 22{,}6 = 42{,}3\ см;$$

$$F_{пр.с} = 126\cdot 12 + 90(42{,}3 - 12) = 4240\ см^2.$$

По формуле (20) вычисляем φ_1

$$r = \sqrt{\frac{J_{пр}}{F_{пр}}}.$$

По графикам приложения 5 для $\alpha = 0{,}236$ и $\beta = 0{,}7$ $\eta = 0{,}068$.

$$J_{пр} = \eta b h^3 = 0{,}068\cdot 126{,}51^3 = 114\cdot 10^4\ см^2;$$

$$r = \sqrt{\frac{114\cdot 10^4}{5030}} = 15{,}1\ см;\quad l_0 = H = 300\ см;$$

$$h_э = 3{,}5r = 3{,}5\cdot 15{,}1 = 52{,}8\ см;\quad \lambda_r = \frac{300}{15{,}1} = 19{,}9.$$

По табл. (32) $\varphi = 0{,}96$

$$\varphi_1 = 0{,}96\left[1 - \frac{4}{51}\left(0{,}06\,\frac{300}{52{,}8} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}95.$$

Так как $r = 15{,}1 > 8{,}7$ по п. 5.6 $m_{дл} = 1$.
По формуле (189)

$$N_{пред} = m_{дл}\varphi_1 F_{пр.с}\, m_к' R = 1\cdot 0{,}95\cdot 4240\cdot 0{,}8\cdot 17 =$$
$$= 54700\ кГ = 54{,}7\ т.$$

Предельное усилие из условия образования трещин в облицовке $N_{пред} = 54{,}7$ *т* больше расчетного усилия в стене, равного 50 *т*. Следовательно, трещиностойкость стены с облицовкой достаточна.

Пример 14. Расчет кирпичной стены, облицованной керамическими закладными плитами.

Здание многоэтажное, жилое с жесткой конструктивной схемой.

Проверить прочность кирпичного простенка, облицованного керамическими закладными плитами высотой 29 *см* (рис. 77). Стена самонесущая. Высота этажа $H = 3$ *м*.

Размеры простенка: ширина 90 *см*, толщина 56 *см*.

Простенок выполнен из глиняного кирпича пластического прессования марки 100 на растворе марки 75, облицовка из керамических закладных плит прочностью 150 *кг/см²* на том же растворе. Толщина слоя облицовки 4 *см*. Продольная сила в сечении стены 40 *т*. Максимальная величина изгибающего момента, направленного в сторону кладки (внутренней грани стены) в уровне верхнего сечения стены рассматриваемого этажа $M_{max} = 3$ *т·м*. Момент в уровне верха простенка также в сторону кладки $M_1 = 2{,}4$ *т·м*.

По указаниям п. 12.8 производим расчет сечения простенка по несущей способности [формула (187)] при моменте в сторону кладки $M_1 = 2{,}4$ *т·м*. Кроме того, имея в виду изменение знака момента по высоте стены, рассчитываем сечение простенка при моменте в сторону облицовки, равном

$$M_2 = 0{,}25\,M_{max} = 0{,}25\cdot 3 = 0{,}75\ т\cdot м.$$

Этот расчет производится по образованию трещин (формула 189).

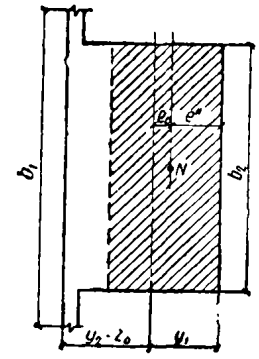


Рис. 77

а) при расчете по несущей способности

$b_1 = 275$ *см*; $b_2 = 90$ *см*; $c = 4$ *см*; $h = 56$ *см*; $y_2 = z_0 = 23{,}5$ *см*; $y_1 = 32{,}5$ *см*; $e_0 = 6$ *см*; $e' = 26{,}5$ *см*

б) при расчете по образованию трещин

$b_1 = 282$ *см*; $b_2 = 90$ *см*; $c = 4$ *см*; $h = 56$ *см*; $y_2 = z_0 = 24{,}1$ *см*; $y_1 = 31{,}9$ *см*; $e'' = 25{,}9$ *см*

а) Расчет сечения простенка по несущей способности при моменте в сторону кладки $M_1 = 2{,}4$ *т·м*.

По табл. 10(2) для кирпича марки 100 и раствора марки 75 $R = 17$ *кГ/см²*.

По табл. 13(5) для керамической плиты марки 150 на растворе марки 75 $R = 28$ *кГ/см²*.

Расчет производим по формуле (187)

$$N \leqslant m_{дл}\varphi_1 F_c R\omega;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{240\,000}{40\,000} = 6\ см;$$

$$h_c = 2\left(\frac{h}{2} - e_0\right) = 2\left(\frac{56}{2} - 6\right) = 44\ см;$$

$$F_c = 90\cdot 44 = 3960\ см^2.$$

$$\text{Для } \lambda = \frac{l}{h} = \frac{300}{56} = 5{,}4 \text{ по табл. 32 } \varphi = 0{,}97:$$

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\,\frac{l}{h_э} - 0{,}2\right)\right] =$$

$$= 0{,}97\left[1 - \frac{6}{56}\left(0{,}06\,\frac{300}{56} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}96;$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{56}{2} = 28\ см;$$

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{3y} = 1 + \frac{6}{3{,}28} = 1{,}07.$$

При $h > 30$ *см* принимается $m_{дл} = 1$.

$$N_{пред} = 1\cdot 0{,}96\cdot 3960\cdot 17\cdot 1{,}07 = 69\,000\ кГ = 69\ т > 40\ т$$

$N_{пред} = 69\ т > 40\ т$, и, следовательно, несущая способность простенка достаточна.

б) Расчет по образованию трещин на границе облицовки с кладкой.

Расчет по образованию трещин производим по $M=0{,}25$; $M_{max}=0{,}25\cdot 3=0{,}75$ *т·м* в сторону облицовочного слоя по формуле

$$N \leqslant m_{дл}\varphi_1 m_к' F_{пр:c} R.$$

По табл. 60 $m_к'=0{,}5$ $m_0'=0{,}95$ определяем приведенную площадь сечения (рис. 77)

$$b_1 = 90\,\frac{0{,}95\cdot 28}{0{,}5\cdot 17} = 282\ см^2;$$

$$F_{пр}=282\cdot 4+52\cdot 90=5810\ см^2.$$

По графикам приложения 5 находим положение центра тяжести сечения:

$$\beta=\frac{90}{282}=0{,}39 \text{ и } \alpha=\frac{4}{56}=0{,}072;$$

$$\chi=0{,}43;\quad \eta=0{,}038;$$

$$Z_0=\chi h=0{,}43\cdot 56=24{,}1\ см;$$

$$J_{пр}=\eta b h^3=0{,}038\cdot 282\cdot 56^3=215\cdot 10^4\ см^4.$$

Радиус инерции приведенного сечения

$$r=\sqrt{\frac{J_{пр}}{F_{пр}}}=\sqrt{\frac{215\cdot 10^4}{5810}}=19{,}2\ см.$$

Вычисляем площадь сжатой части сечения (приложение 6)

$$y_1=Z_0=24{,}1\ см;\ y_2=56-24{,}1=31{,}9\ см;$$

$$e_0=\frac{M}{N}=\frac{75\,000}{4000}=1{,}87\ см;$$

$$e'=y_2-e_0=31{,}9-1{,}87=30\ см>\frac{d}{2}=28\ см;$$

$$x=\sqrt{\frac{b_2 d}{b_1}(2e''-d)+(e''-d)^2}=$$

$$=\sqrt{\frac{90\cdot 52}{282}(2\cdot 30-52)+(30-52)^2}=24{,}8\ см;$$

$$h_c=x+e''=24{,}8+30=54{,}8\ см;$$

$$F_{пр.с}=90\,(30+22)+2{,}8\cdot 282=5497\ см^2.$$

По табл. 32 для $\lambda^r=\frac{300}{19{,}2}=15{,}6$ $\varphi=0{,}99$:

$$h_э=3{,}5r=3{,}5\cdot 19{,}2=67{,}2;$$

$$\varphi_1=0{,}99\left[1-\frac{1{,}87}{56}\left(0{,}06\,\frac{300}{67{,}2}-0{,}2\right)\right]=0{,}97;$$

по п. 4.13 $r=19{,}2>8{,}7m_{дл}=1$;

$$N_{пред}=1\cdot 0{,}97\cdot 0{,}5\cdot 5497\cdot 17=45\,200\ кГ=45{,}2\ т>40\ т,$$

и, следовательно, трещиностойкость стены с облицовкой достаточна.

13. МНОГОСЛОЙНЫЕ СТЕНЫ

13.1. Многослойные стены состоят из конструктивных, облицовочных и теплоизоляционных слоев, соединенных жесткими или гибкими связями.

Жесткие связи должны обеспечивать распределение нагрузки между конструктивными слоями.

13.2. Связи между конструктивными слоями стен считаются жесткими:

а) при любом теплоизоляционном слое при расстояниях между осями вертикальных диафрагм не более $10h$ и не более 120 *см*, где h — толщина более тонкого конструктивного слоя;

б) при теплоизоляционном слое из монолитного легкого бетона или в виде кладки из камней марки не ниже 10 при тычковых горизонтальных прокладных рядах, расположенных на расстоянии между осями рядов по высоте кладки не более $5h$ и не более 62 *см*;

в) при тычковых горизонтальных прокладных рядах, в стенах с воздушной прослойкой или с теплоизоляционным слоем, заделанных в один из кирпичных слоев на 12 *см*, а в другой — не менее чем на 6 см. Расстояние между тычковыми рядами принимается не более указанного в подпункте «б».

13.3. Гибкие связи следует выполнять из коррозиестойких сталей или сталей, защищенных от коррозии; суммарная площадь сечения гибких связей должна быть не менее 0,4 $см^2$ на 1 $м^2$ поверхности стены.

13.4. Расчет многослойных стен производится по несущей способности. Различаются два случая расчета многослойных стен:

а) при жестком соединении слоев. Различная прочность и упругие свойства слоев и неполное использование прочности слоев при их совместной работе в стене учитываются путем приведения площади сечения к материалу основного несущего слоя. Эксцентриситеты всех усилий определяются по отношению к оси приведенного сечения.

б) при гибком соединении слоев каждый слой рассчитывается раздельно на воспринимаемые им нагрузки; нагрузки от покрытий и перекрытий передаются только на внутренний слой. Нагрузка от собственного веса утеплителя принимается распределенной на несущие слои пропорционально сечению.

13.5. При приведении сечения стены к одному материалу толщина слоев принимается фактической, а ширина слоев изменяется пропорционально характеристикам прочности слоев по формуле

$$b_{пр}=b\,\frac{m_i R_i}{mR}, \qquad (190)$$

где $b_{пр}$ — приведенная ширина слоя;
b — фактическая ширина слоя;
R, m — расчетное сопротивление и коэф-

фициент использования прочности слоя, к которому приводится сечение;

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

13.6. Расчет многослойных стен в жесткими связями производится по формулам:

а) центрально сжатые элементы

$$N \leqslant m_{дл}\varphi F_{пр} mR; \qquad (191)$$

б) внецентренно сжатые элементы

$$N \leqslant m_{дл}\varphi_1 F_{пр} mR. \qquad (192)$$

В формулах (191) и (192):

R — расчетное сопротивление слоя, к которому приведено сечение;

$F_{пр}$ — приведенная площадь сечения, определяемая с учетом указаний п. 13.4;

Таблица 62

Коэффициенты использования прочности материалов слоев в многослойных стенах (m_i)

Кирпичная кладка со слоями	Слой из кирпичной кладки	Слой из других материалов
Из легкого бетона марки 10 и выше	1	0,7
Из камней легкого бетона марок 10—15 . .	1	0,8
Из камней легкого бетона марок 25 и выше .	0,9	1
Из камней ячеистого автоклавного бетона марок 25 и выше	1	0,6
То же, из ячеистого бетона без автоклавной обработки	1	0,5

$F_{пр.с}$ — площадь сжатой части приведенного сечения, определяемая из указания п. 4.20, аналогично определению сжатой части однородного сечения;

φ, φ_1 и $m_{дл}$ — определяются по указаниям раздела 4 по приведенному сечению и материалу, к которому оно приведено.

13.7. В многослойных стенах с гибкими связями коэффициент φ при расчете слоев следует принимать для условий толщины, равной сумме толщин двух слоев, умноженной на коэффициент 0,7.

При различном материале слоев коэффициенты φ следует принимать по приведенной упругой характеристике, определяемой по формуле

$$\alpha_{пр} = \frac{\alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2 + \cdots}{h_1 + h_2 + \cdots}$$

где α_1 и α_2 — упругие характеристики слоев;

h_1 и h_2 — толщины слоев.

13.8. В двухслойных стенах при жесткой связи слоев эксцентриситет продольной силы, направленный в сторону термоизоляционного слоя, не должен превышать $0{,}5\,y$.

13.9. Трехслойные стены с засыпками или заполнением бетоном марки ниже 10 и двухслойные с утеплителем марки 15 и ниже рассчитываются по сечению кладки без учета несущей способности утеплителя.

Пример 15. Расчет двухслойной стены из кирпича и ячеистобетонных камней. Проверить прочность простенка двухслойной конструкции, наружный слой которого выполнен из глиняного кирпича марки 100 на растворе марки 50, а внутренний слой из камней ячеистого бетона марки 35 на том же растворе. Высота этажа 2,7 *м*. Стена самонесущая.

Связь между слоями осуществлена тычковыми рядами кирпичей кладки, заходящими в бетонный слой на толщину $^1/_2$ кирпича через шесть рядов кирпича по высоте стены. Общая толщина стены 46 *см*, толщина кирпичной стенки 26 *см*, стенки из автоклавных, ячеистых золобетонных камней — 20 *см*. Ширина простенка 90 *см*.

Слой из ячеистобетонных камней расположен с внутренней стороны. Стена самонесущая, расчетное усилие в стене 16 *т*.

Расчетное сопротивление кирпичной кладки по табл. 10(2) $R=15$ *кГ/см*^{2}, расчетное сопротивление кладки из ячеистобетонных камней принимается по табл. 13(5) с коэффициентом 0,8 (см. п. 3.8) $R=8\cdot0{,}8=6{,}4$ *кГ/см*^{2}. Соединение слоев жесткое, поэтому расчет производится по полному сечению стены.

Расчет производим в соответствии с указаниями пп. 13.4 и 13.5. Приводим сечение стены к одному материалу — кирпичной кладке.

По формуле (190) находим приведенную ширину слоя кладки из ячеистобетонных камней

$$b_2 = b_{пр} = b_1 \frac{m_б R_б}{m_к R_к}.$$

По табл. 13.1 $m_к=1$; $m_б=0{,}6$ и $b_2=90\dfrac{0{,}6\cdot6{,}4}{1\cdot15}=23$ *см*.

Размеры приведенного сечения показаны на рис. 78.

По графикам приложения 5 определяем положение центра тяжести сечения для:

$$\alpha = \frac{c}{h} = \frac{26}{46} = 0{,}564 \text{ и } \beta = \frac{b_2}{b_1} = \frac{23}{90} = 0{,}256;$$

$$\chi = 0{,}365;$$

$$Z_0 = 0{,}365\cdot46 = 16{,}7 \text{ см}; \; y_1 = Z_0 = 16{,}7 \text{ см}; \; y_2 = 29{,}3 \text{ см}.$$

Определяем центр приложения нагрузки от собственного веса слоев.

По табл. 23 принимаем $\gamma_{кл}=1800$ *кг/м*^{3} и для кладки из ячеистобетонных камней $\gamma_{яч.б}=600$ *кг/м*^{3} (как для бетона)

$$0{,}9\cdot0{,}26\cdot1{,}1\cdot8\cdot13 + 0{,}9\cdot0{,}2\cdot1\cdot6\cdot36 = x_1(0{,}9\cdot0{,}25\cdot1\cdot1{,}8 + 0{,}9\cdot0{,}2\cdot1\cdot6);$$

$$x_1 = 0{,}179 = 17{,}9 \text{ см}.$$

Находим эксцентриситет приложения нагрузки относительно оси приведенного сечения

$y_1=16{,}7$ *см*; $e_0=17{,}9-16{,}7=1{,}2$ *см*;

$e''=y_2-e_0=29{,}3-1{,}2=28{,}1$ *см*.

Эксцентриситет внешней силы направлен и в сторону полки (кирпичной стенки).

По формуле приложения 6 (рис. 78) определяем площадь сжатой части сечения

$$x=\sqrt{\frac{b_2 d}{b_1}(2e''-d)+(e''-d)^2}=$$

$$=\sqrt{\frac{23\cdot 20}{90}(2\cdot 28{,}1-20)+(28{,}1-20)^2}=15{,}8\ см.$$

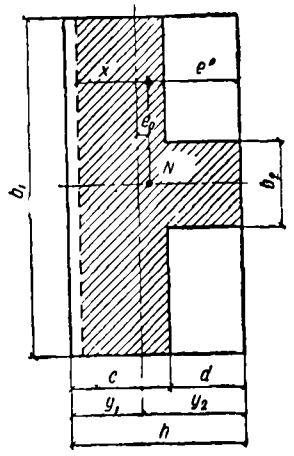


Рис. 78

$b_1=90$ *см*; $b_2=b_{пр}=23$ *см*; $c=26$ *см*; $d=20$ *см*; $h=46$ *см*; $y_1=16{,}7$ *см*; $y_2=29{,}3$ *см*; $e_0=1{,}2$ *см*; $e''=28{,}1$ *см*; $x=15{,}8$ *см*

Высота сжатой части полки приведенного сечения:

$x+e''-d=15{,}8+28{,}1-20=23{,}9$ *см*;

$F_{пр.с}=23{,}9+23{,}2=2610$ *см*^{2};

$F_{пр}=26{,}9+23{,}2=2800$ *см*^{2}.

По приложению 5 находим момент инерции сечения

для $\alpha=0{,}565$ и $\beta=0{,}256$ $\eta=0{,}04$

$$J=\eta b h^3=0{,}04\cdot 90\cdot 46^3=35\cdot 10^4\ см^4;$$

$$r=\sqrt{\frac{J_{пр}}{F_{пр}}}=\sqrt{\frac{35\cdot 10^4}{2800}}=11{,}3\ см;$$

$$\lambda^r=\frac{270}{11{,}3}=24.$$

По табл. 32 $\varphi=0{,}94$;

$r=11{,}3>8{,}7$ и согласно п. 4.13 $m_{дл}=1$;

$h_э=3{,}5r=3{,}5\cdot 11{,}3=39{,}6$.

Находим φ_1 по формуле (4.7)

$$\varphi_1=\varphi\left[1-\frac{e_0}{h}\left(0{,}06\frac{l_0}{h_э}-0{,}2\right)\right]=$$

$$=0{,}94\left[1-\frac{1{,}2}{46}\left(0{,}06\frac{270}{39{,}6}-0{,}2\right]=0{,}93.\right.$$

Расчет производим по формуле (192)

$$N_{пред}\leqslant m_{дл}\varphi_1 F_{пр.с} mR.$$

По табл. 62 $m=1$

$N_{пред}=1\cdot 0{,}98\cdot 2610\cdot 1{,}15=36\,400=36{,}4\ т>16\ т$.

Следовательно, прочность простенка достаточна.

14. СТЕНЫ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ И СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

14.1. Несущие каменные конструкции допускается применять при крановых нагрузках до 10 *т* и при наличии машин 1-й категории динамичности без виброизоляции и 2-й и 3-й категории — при активной виброизоляции. Несущие каменные стены и столбы при крановых нагрузках допускается применять в зданиях высотой не более 10 *м*.

14.2. Для кладки несущих стен и столбов производственных зданий следует применять кирпич марки не ниже 75 и бетонные или природные камни, как правило, марки не ниже 50. Для зданий с помещениями первой группы (см. примечание 1 к табл. 63) высотой до 4 *м* допускается применение природных камней марок ниже 50.

14.3. Для кладки стен и столбов производственных зданий следует применять марки раствора не ниже указанных в табл. 63.

Таблица 63

Минимальные марки растворов для кладки стен и столбов производственных зданий

Группа помещений	Минимальные марки растворов кладки	
	стен	столбов
I	10	25
II	25	50

Примечания: 1. К 1-й группе относятся помещения без динамических нагрузок или же с машинами 1-й категории динамичности. Ко II-й группе — помещения с кранами или же с машинами 2-й и 3-й категории динамичности.

2. Для производственных зданий 1-й группы высотой до 4 *м* допускается применение растворов марки 4.

14.4. При опирании на стены или столбы перекрытий, на которых расположены машины 2-й и 3-й категорий динамичности, а также подкрановых балок, следует принимать следующие конструктивные мероприятия:

а) применять типы стен из сплошных кладок;

б) участки кладки под опорами перекрытий или балок усиливать сетчатым армированием дополнительно к необходимому по расчету на местное сжатие. Армирование кладки производится в пределах 1—1,2 *м* ниже опор через 2 ряда кладки сетками с ячейкой 70××70 *мм* из стержней диаметром 4—5 *мм*;

в) устанавливать дополнительные связи в углах и пересечениях стен в уровне перекрытий из 2 стержней диаметром 10 *мм*;

г) при кранах грузоподъемностью более 5 *т* или машинах 3-й категории динамичности

усилять стены горизонтальной арматурой или железокирпичными и железобетонными поясами, причем сечение арматуры в поясе следует принимать не менее 4 *см*^{2} при глухих стенах и 6 *см*^{2} — при стенах, ослабленных проемами. Пояса и обвязки располагаются в верхней части глухих стен, а при наличии проемов совмещаются с перемычками. При наличии

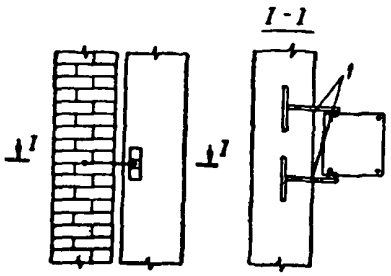


Рис. 79. Гибкие связи для крепления самонесущих стен к каркасу

1 — стержни ⌀ 10 *мм*

мостовых кранов пояса располагаются в кладке стен на уровне подкрановой балки. В зависимости от интенсивности динамических воздействий и высоты здания пояса могут располагаться также и в других уровнях по высоте стены;

д) кирпичные столбы и пилястры, несущие крановые нагрузки, кроме арматуры, указанной в пп. «а», «б», должны быть конструктивно армированы стальными сетками, укладываемыми не реже чем через 1,5 *м* по высоте столба или пилястры.

14.5. Под опорами ферм, прогонов и подкрановых балок должны быть уложены для распределения давления железобетонные плиты, которые должны связывать пилястры со стенами, следует также применять другие конструктивные указания пп. 4.27—4.48.

14.6. Самонесущие стены в каркасных зданиях должны быть соединены с колоннами гибкими связями, допускающими возможность независимых вертикальных деформаций стен и колонн (рис. 79).

Связи устанавливаются через 1,2 *м* по высоте колонн и обеспечивают устойчивость стен, а также передачу действующей на них ветровой нагрузки на колонны каркаса.

14.7. При крановых нагрузках следует учитывать в расчете понижение несущей способности кладки при повторяющихся нагрузках уменьшением расчетных сопротивлений согласно указаниям п. 3.12.

При необходимости (например, при динамических нагрузках от нескольких машин 3-й категории динамичности) производится расчет на динамические нагрузки согласно «Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки», 1970, ЦНИИСК Госстроя СССР.

14.8. Стены сельскохозяйственных зданий и сооружений следует проектировать с учетом требований глав СНиП II-Н.2-71 «Здания и сооружения для хранения и переработки сельскохозяйственной продукции. Нормы проектирования», II-Н.3-69 «Животноводческие и птицеводческие здания и сооружения. Нормы проектирования» и II-Н.6.-67 «Склады сухих минеральных удобрений и химических средств защиты растений. Нормы проектирования».

14.9. Влажностный режим помещений устанавливается нормами технологического проектирования зданий различного назначения. Нормативные характеристики влажностного режима производственных помещений основных сельскохозяйственных зданий приведены в табл. 64.

Таблица 64

Характеристика влажностного режима сельскохозяйственных зданий

Назначение зданий	Относительная влажность внутреннего воздуха (по нормам технологического проектирования), %	Влажностный режим (в соответствии с главой СНиП II-А.7-71)
Лукохранилища . .	50—60	ормальный
Телятники	70	Влажный
Здания для свиней	70—75	»
Птичники	60—70	»
Коровники и здания для молодняка . . .	80—85	Мокрый
Здания для овец .	75—80	»
Здания для лошадей	85	»
Картофеле-, капусто-, корнеплодохранилища	80	»
Плодохранилища .	90	»

Примечание. В проектах сельскохозяйственных зданий в зависимости от принятых при проектировании вентиляции параметров воздухообмена и температуры приточного воздуха относительная влажность внутреннего воздуха может быть понижена по сравнению с нормируемыми величинами.

14.10. Каменные стены сельскохозяйственных зданий выполняются из кирпича, бетонных и природных камней. В ненесущих стенах одноэтажных зданий IV класса с нормальным и влажным режимом могут применяться грунтобетонные камни и камни из сырцовых материалов: самана, сырцового кирпича.

14.11. Рекомендации по применению каменных материалов в стенах сельскохозяйственных зданий в зависимости от влажностного режима помещений и класса зданий приведены в табл. 65.

Таблица 65

Область применения каменных материалов в стенах сельскохозяйственных зданий

Материал	Влажностный режим производственных помещений		
	нормальный	влажный	мокрый
	Степень долговечности		
Кирпич глиняный обыкновенный пластического прессования	II, III	II, III	II, III
То же, полусухого прессования	II, III	—	—
Кирпич силикатный	II, III	III	—
Кирпич глиняный пустотелый пластического прессования	II, III	III	—
То же, полусухого прессования	II, III	III	—
Камни легкобетонные сплошные	II, III	III	—
То же, пустотелые	II, III	III	—
Камни из ячеистых бетонов	II, III	III (см. примечание 2)	—
Камни бетонные сплошные из тяжелого бетона $\gamma \geqslant 1800$ *кг/м*^{3} за исключением бетонов на топливных шлаках	—	II, III	II, III

Примечания: 1. Сельскохозяйственные здания I степени долговечности, как правило, не проектируются.

2. В зданиях с влажным режимом III степени долговечности допускается применение камней из пено- и газобетона при условии устройства пароизоляции на внутренней поверхности стены.

3. Стены из природного камня проектируются по специальным указаниям, утвержденным госстроями союзных республик.

14.12. Толщина сплошных стен и толщина утеплителя в облегченных стенах принимается по теплотехническому расчету из условия невыпадения конденсата на внутренней поверхности стен.

14.13. Для наружных стен сельскохозяйственных зданий рекомендуются облегченные типы кладок.

Кладки с засыпками (тип VII а и б) могут применяться только для ограждения помещений с нормальной влажностью в зданиях не выше двух этажей.

Кладки с легким бетоном (типы VII а и б и VIII), а также кладки из двух кирпичных стенок с минераловатными плитами между ними (тип VII) могут применяться и для ограждения стен влажных помещений.

14.14. При проектировании одноэтажных зданий, стены которых воспринимают горизонтальные нагрузки (от давления сыпучих материалов или грунта), покрытия могут рассматриваться как опоры стен (см. п. 17.15). При этом должна быть обеспечена связь между стеной и покрытием анкерами, сечения которых определяются расчетом. В этом случае, при небольших вертикальных нагрузках от веса покрытия, толщина стен определяется обычно из условия устойчивости (величины

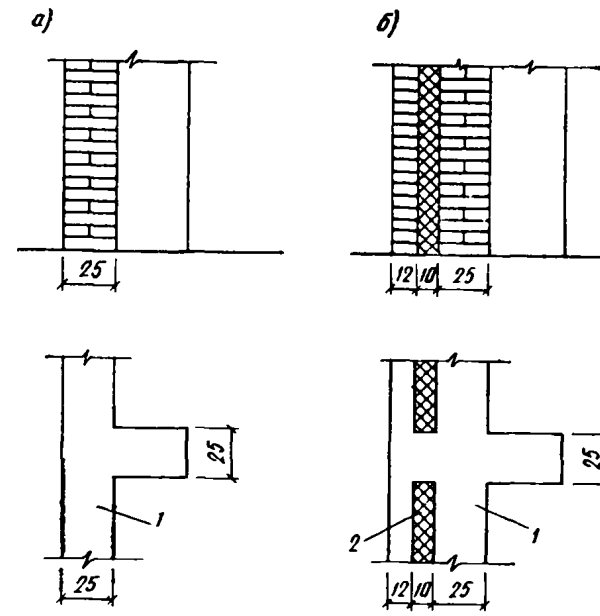


Рис. 80. Стены, воспринимающие горизонтальные нагрузки

а — для неотапливаемых зданий; *б* — для утепленных зданий; *1* — кирпичная кладка; *2* — утеплитель

эксцентриситета нормальной силы). При наличии верхней опоры стены рекомендуется проектировать с пилястрами, расположенными с внутренней стороны. В заглубленных одноэтажных зданиях, при горизонтальных нагрузках от давления грунта, пилястры следует располагать с наружной стороны. Расстояние между пилястрами (в осях) рекомендуется принимать равным 3 или 2 *м*, а толщину стен и ширину пилястр 25 *см* (рис. 80, *а*). Прочность стен на участках между пилястрами должна быть проверена на изгиб по перевязанному сечению при действии горизонтальных нагрузок. При необходимости утепления стен плитный утеплитель располагается с наружной стороны стены и ограждается защитной стенкой толщиной в полкирпича (12 *см*), перевязанной с пилястрами (рис. 80, *б*).

14.15. Кроме влияния влажности воздуха помещений следует учитывать также агрессивное воздействие газовой среды сельскохо-

зяйственных зданий на каменные материалы. Степень агрессивного воздействия газовой среды сельскохозяйственных зданий, в том числе складов минеральных удобрений, необходимость защиты и рекомендуемые варианты защитных покрытий устанавливаются по главе СНиП II-В.9-73 «Антикоррозионная защита строительных конструкций зданий и сооружений. Нормы проектирования».

15. ЭЛЕМЕНТЫ СТЕН

Перемычки

15.1(6.34). Перемычки для перекрытия проемов в каменных стенах следует применять, как правило, сборные железобетонные. Перемычки следует рассчитывать на нагрузку от балок и настилов перекрытий, опирающихся на кладку с перемычкой и на давление от свежеуложенной неотвердевшей кладки, эквивалентное весу пояса кладки высотой, равной $^1/_3$ пролета перемычки для кладки в летних условиях и целому пролету при кладке в зимних условиях (в стадии оттаивания).

Примечания: 1. Допускается при наличии соответствующих конструктивных элементов (выступы в сборных перемычках, выпуски арматуры и т. п.) учитывать совместную работу кладки с перемычкой.

2. Нагрузки на перемычки от балок и настилов перекрытий не учитываются, если они расположены выше квадрата кладки со стороной, равной пролету перемычки, а при оттаивающей кладке — выше прямоугольника кладки высотой, равной удвоенному пролету перемычки в свету. Допускается усиливать перемычки постановкой временных стоек на клиньях на период оттаивания и первоначального твердения кладки.

15.2. Проектирование неармированных каменных перемычек (рядовых, клинчатых, арочных) производится по указаниям пп. 15.3—15.9.

15.3. Пролеты неармированных каменных перемычек не должны превышать указанных в табл. 66.

15.4. Наименьшая конструктивная высота неармированных каменных перемычек указана в табл. 67.

15.5. В рядовых перемычках во избежание выпадания кирпичей или камней из нижнего ряда под ним необходимо укладывать в слой раствора толщиной 2—3 *см* арматуру в количестве не менее одного стержня сечением 0,2 *см*^{2} на каждые 13 *см* толщины стены.

15.6. Рядовые, клинчатые и арочные перемычки рассчитываются как арки. При определении распора расстояние кривой давления от верха перемычки в замке и от низа перемычки в пятах принимается по табл. 68.

Таблица 66

Максимальные пролеты перемычек из неармированной кладки при марке кирпича или камня 75 и выше

Марка раствора	Максимальные пролеты перемычек в *м*			
	рядовых	клинчатых	арочных при высоте подъема	
			$^1/_8$—$^1/_{12}$ пролета	$^1/_5$—$^1/_6$ пролета
50—100	2	2	3,5	4
25	1,75	1,75	2,5	3
10	—	1,5	2	2,5
4	—	1,25	1,75	2,25

Примечания: 1. Максимальные пролеты перемычек из кирпича, бетонных и природных камней марок 35—50 уменьшаются умножением на коэффициент 0,8.

2. Арочные перемычки с пролетами больше указанных в табл. 66 конструируются и рассчитываются как арки.

3. Неармированные каменные перемычки (рядовые, клинчатые и арочные) не допускаются в стенах зданий, которые будут подвергаться значительным вибрационным или ударным воздействиям, а также в случаях, когда возможна неравномерная осадка стен.

Таблица 67

Наименьшая конструктивная высота перемычек из неармированной кладки (в долях от пролета)

Марка раствора	Наименьшая конструктивная высота перемычек (в долях от пролета)			
	рядовых		клинчатых	арочных
	из кирпича	из камня		
25 и выше	0,25	0,33	0,12	0,06
10	—	—	0,16	0,08
4	—	—	0,20	0,10

Примечание. Под конструктивной высотой перемычки понимается: для рядовой перемычки — высота пояса кладки на растворе повышенной прочности; для клинчатой и арочной перемычек — высота пояса кладки на ребро. Конструктивная высота рядовых кирпичных перемычек должна быть не менее 4 рядов кирпича, а перемычек из камней — не менее 3 рядов камня.

15.7. Величина расчетного распора H рядовых, клинчатых и арочных перемычек определяется по формулам:

а) в перемычках без затяжек

$$H = \frac{M}{c - 2d}; \qquad (193)$$

б) в перемычках с затяжкой

$$H = \frac{M}{h_0 - d}, \qquad (194)$$

где M — величина наибольшего расчетного изгибающего момента в перемычке, определяемая как для свободно лежащей балки, от собственного веса перемычки и от давления концов балок, прогонов и настила, опирающихся на перемычку;

c — расчетная высота перемычки;
h_0 — расстояние от верха расчетной части перемычки до оси затяжки;
d — расстояние кривой давления в замке от верха перемычки и на опорах от низа перемычки по табл. 68.

Примечание. Нагрузка от собственного веса перемычек определяется с учетом указаний п. 15.1.

Таблица 68

Расстояние d кривой давления в замке от верха перемычки и на опорах от низа перемычки (в долях от расчетной высоты перемычки c)

Марка раствора	Величина d в долях от расчетной высоты перемычки c	
	при марке кирпича и камня 75 и выше	при марке камня 50 и ниже
100	0,1	—
50	0,12	0,15
25	0,15	0,2
10	0,2	0,25
4	0,25	0,3

Примечания: 1. Под расчетной высотой перемычки понимается высота перемычки до уровня опирания балок или настила перекрытия
2. При отсутствии нагрузки на перемычки от перекрытий или других конструкций, кроме собственного веса; расчетная высота перемычки c принимается равной $1/3$ пролета.
3. Для арочных перемычек расчетная высота принимается от уровня пят до уровня опирания балок или настила перекрытия (включая высоту подъема перемычки).

15.8. Прочность кладки перемычки в замке и на опорах проверяется на действие возникающего в перемычке распора, который рассматривается как внецентренно приложенная в горизонтальном направлении сила с эксцентриситетом

$$e_0 = \frac{c}{2} - d. \qquad (195)$$

При этом расчет растянутой зоны перемычки по раскрытию трещин не производится.

15.9. В крайних перемычках (у углов здания) необходимо дополнительно проверить прочность пяты на срез и прочность углового простенка на действие распора перемычки H.

Прочность пяты перемычки на срез проверяется по формуле (34). Прочность углового простенка при отсутствии затяжки проверяется на внецентренное сжатие в плоскости стены при действии вертикальной продольной силы и распора H. Величина эксцентриситета равнодействующей на уровне подоконника не должна превышать $e_{пр} = 0{,}7\,y$.

Если сопротивление пяты срезу или углового простенка на внецентренное сжатие недостаточно, для восприятия распора в перемычках требуется установка затяжек, которые заделываются в кладку на глубину не менее 50 *см* от края проема. Сечение затяжек проверяется по формуле

$$H \leqslant R_a F_a, \qquad (196)$$

где F_a — площадь сечения затяжки.

Карнизы и парапеты

15.10. Общий вынос карниза, образованного напуском рядов кладки, не должен превышать половины толщины стены. При этом вынос каждого ряда не должен превышать $1/3$ длины камня или кирпича.

Для устройства карнизов с выносами, превышающими половину толщины стены, применяются железобетонные плиты или балки, заделываемые в кладку при помощи анкеров (п. 15.12), а в крупнопанельных и крупноблочных зданиях — специальные карнизные блоки.

При больших выносах для уменьшения веса применяются сборные пустотелые железобетонные карнизы.

15.11. При малых выносах карнизов (менее половины толщины стены и не более 20 *см*) и при отношении высоты парапетов к толщине менее трех для их кладки применяются те же растворы, что и для кладки верхнего этажа. При большом выносе кирпичных карнизов, а также при отношении высоты парапетов к толщине более трех марка раствора для кладки должна быть не ниже 25.

15.12. Карнизы и парапеты, если устойчивость их недостаточна, должны укрепляться анкерами, заделываемыми в нижних участках кладки. Взамен анкеров для уменьшения опрокидывающего момента консольной части карниза может делаться обратный напуск кладки со стороны чердака. Расстояние между анкерами не должно превышать 2 *м*, если концы анкеров закрепляются отдельными шайбами. При закреплении концов анкеров за продольную балку или за концы прогонов расстояние между анкерами может быть увеличено до 4 *м*.

Анкеры должны приниматься такой длины, чтобы их заделка располагалась не менее чем на 15 *см* ниже того сечения, где они требуются по расчету.

При чердачных перекрытиях по железобетонным настилам или балкам рекомендуется концы анкеров заделывать под перекрытиями.

В сборных карнизах из железобетонных элементов должна быть обеспечена в процессе возведения устойчивость каждого элемента.

15.13. Анкеры должны располагаться, как правило, в кладке, на расстоянии в $1/2$ кирпи-

ча от внутренней поверхности стены. Анкеры, расположенные снаружи кладки, должны быть защищены от коррозии и от огня при пожаре слоем цементной штукатурки толщиной 3 *см* (от поверхности анкера).

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

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

а) для незаконченного здания, когда отсутствуют крыша и чердачное перекрытие;

б) для законченного здания.

15.15. При расчете стены под карнизом для незаконченного здания учитываются следующие нагрузки:

а) расчетная нагрузка от собственного веса карниза и опалубки (для монолитных железобетонных и железокирпичных карнизов), если она поддерживается консолями или подкосами, укрепленными в кладке;

б) временная расчетная нагрузка по краю карниза 100 *кг* на 1 *м* карниза или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 *м*;

в) нормативная ветровая нагрузка на внутреннюю сторону стены на уровне выше соседних стен.

Примечания: 1. Если по проекту концы анкеров заделываются под чердачным перекрытием, то при расчете учитывается наличие чердачного перекрытия (полностью или частично), причем в чертежах должно быть сделано указание о возведении перекрытий в определенной части до устройства карниза.

2. Расчетом должна быть также проверена прочность карниза при неотвердевшей кладке в соответствии с указаниями п. 1.5.

15.16. Карнизы и участки стен под карнизами законченных зданий должны быть рассчитаны на следующие нагрузки:

а) вес всех элементов здания, как создающих опрокидывающий момент относительно наружной грани стены, так и повышающих устойчивость стены, как-то: вес крыши, вес чердачного перекрытия и пр.; при этом вес крыши принимается уменьшенным на величину отсоса от ветровой нагрузки;

б) для зданий высотой более 10 *м* временная расчетная нагрузка на край карниза (или на специальные устройства) от двух блоков подвесной люльки по 500 *кг* на один блок при расстоянии между блоками 2 *м*;

для зданий меньшей высоты расчетная нагрузка на край карниза 150 *кг* на 1 *м* или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 *м*;

в) расчетная ветровая нагрузка, уменьшенная на 50%.

Примечания: 1. Снеговая нагрузка при расчете карниза не учитывается, так как она покрывается указанными выше временными нагрузками.

2. Нагрузки от каждого из блоков подвесной люльки могут быть при расчете распределены на длину карниза до 2 *м*, если конструкция карниза допускает такое распределение.

3. При наличии под карнизом специальных отверстий для выпуска консолей, к которым подвешивается люлька, или при других устройствах, обеспечивающих передачу нагрузки от люлек непосредственно на стену, учитывается только временная расчетная нагрузка на край карниза в 150 *кг* на 1 *м* или на один элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 *м*.

15.17. Кладка стен под карнизами при расчете проверяется на внецентренное сжатие. При отсутствии анкеров, а также при наличии анкеров в сечении на уровне их заделки эксцентриситеты более 0,7 y не допускаются.

Во всех случаях, когда через анкеры передаются большие усилия: при тяжелых карнизах, при групповом закреплении анкерами сборных элементов, при редком расположении анкеров (реже чем через 2 *м*) и т. п. должны быть проверены расчетом все узлы передачи усилий (места заделки анкеров, анкерных балок и т. п.).

15.18. Сечение анкера разрешается определять по усилию N для сечения с наибольшим расчетным моментом M, вычисленному приближенно по формуле

$$N = \frac{M}{0{,}85h_0}, \qquad (197)$$

где h_0 — расстояние от сжатого края сечения стены до оси анкера (расчетная высота сечения).

15.19. Парапеты рассчитываются в нижнем сечении на внецентренное сжатие при действии нагрузки от собственного веса и расчетной ветровой нагрузки, принимаемой с аэродинамическим коэффициентом 1,4. При отсутствии анкеров эксцентриситеты более 0,7 y не допускаются.

15.20. Расчетные нагрузки, повышающие устойчивость карнизов и парапетов, принимаются с коэффициентом перегрузки 0,9.

Анкеровка стен и столбов

15.21(6.22). Каменные стены и столбы должны крепиться к перекрытиям и верхним покрытиям стальными анкерами сечением не менее 0,5 *см*^{2}.

15.22(6.23). Расстояние между анкерами балок, прогонов или ферм, опирающихся на стены, должно быть не более 6 *м*. Концы за-

анкеренных балок смежных пролетов, на прогонах, внутренних стенах или столбах должны быть соединены накладками.

Стены каркасных зданий должны быть связаны с колоннами или ригелями каркаса анкерами или выпусками арматуры.

Перекрытия из сборных железобетонных настилов или панелей должны быть связаны со стенами анкерами, расстояние между которыми не должно превышать 6 *м*.

Стальные анкеры и связи, расположенные в наружных стенах помещений с нормальным режимом влажности, а также в наружных и внутренних стенах и столбах помещений с влажным или мокрым режимом, должны быть защищены от коррозии

15.23(6.24). Расчет анкеров должен производиться:

а) при расстоянии между анкерами более 3 *м*;

б) при несимметричном изменении толщины столба или стены;

в) для сильно нагруженных простенков при общей величине продольной силы более 100 *т*.

Расчетное усилие в анкере определяется как сумма горизонтальной опорной реакции в уровне перекрытия

$$A_1 = \frac{M}{H}$$

и условной опорной реакции, вызванной возможным производственным отклонением стены от вертикали и неоднородностью кладки

$$A_1 = 0{,}01\,N.$$

Расчетное усилие в анкере определяется по формуле

$$A = A_1 + A_2 = \frac{M}{H} + 0{,}01N, \qquad (198)$$

где M — изгибающий момент от расчетных нагрузок в уровне перекрытия или покрытия в местах опирания их на стену на ширине, равной расстоянию между анкерами (рис. 81, *а*);

H — высота этажа;

N — расчетная нормальная сила в уровне расположения анкера на ширине, равной расстоянию между анкерами.

15.24. При расчете анкера должны проверяться его сечение (при расчетных сопротивлениях стали, приведенных в табл. 22), крепление к прогону, настилу или колонне, а также заделка анкера в кладке.

Прочность заделки анкера в кладке определяется сопротивлением кладки срезу по горизонтальным швам, расположенным под анкером и над ним. Распределение давления в кладке принимается под углом 45° (рис. 81, *б*). Расчетное усилие в анкере должно удовлетворять условию

$$A \leqslant 2a(a+b)(R_{ср} + 0{,}8\,nf\sigma_0),$$

где a — глубина заделки анкера;

b — длина поперечного штыря анкера.

Остальные обозначения приведены в формуле (34).

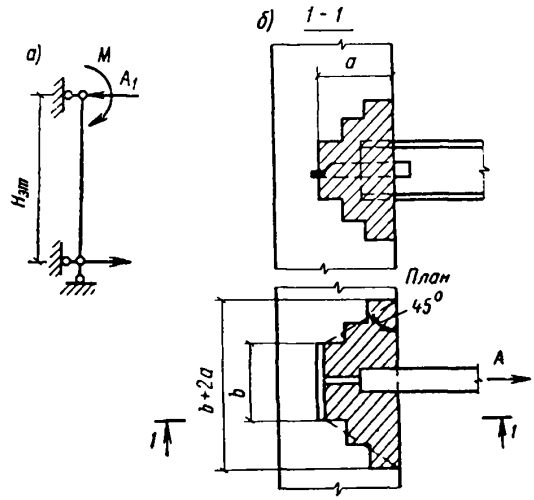


Рис. 81. К расчету анкера

а — определение усилия в анкере; *б* — кладка, вовлекаемая в работу при выдергивании анкера

16. ДЕФОРМАЦИОННЫЕ ШВЫ

16.1(6.44). Температурно-усадочные швы в стенах каменных зданий должны устраиваться в местах возможной концентрации больших температурных и усадочных деформаций, которые могут вызвать недопустимые по условиям эксплуатации разрывы кладки, трещины, а также перекосы и сдвиги кладки.

16.2(6.45). Максимальные расстояния между температурно-усадочными швами следует принимать в неармированных наружных стенах зданий:

а) из кирпича, керамических, бетонных и природных камней или блоков — по табл. 69 (28);

б) из бутобетона — по табл. 69(28), как для кладки из бетонных камней на растворах марки 50 с коэффициентом 0,5;

в) из комбинированной кладки, например из глиняного кирпича, облицованного силикат-

Таблица 69 (28)

Максимальные расстояния *s* между температурными швами в неармированных стенах отапливаемых зданий

Средняя температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки	Расстояние между температурными швами *s* в *м* при кладке					
	из глиняного кирпича, керамических и природных камней, крупных блоков из бетона или глиняного кирпича			из силикатного кирпича, бетонных камней, крупных блоков из силикатного бетона и силикатного кирпича		
	На растворах марок					
	50 и более	25—10	4	50 и более	25—10	4
Минус 40° С и ниже	40	65	85	25	35	40
Минус 30° С	60	90	120	40	50	60
Минус 20° С и выше	100	150	200	50	75	100

Примечания: 1. Если расстояния между поперечными стенами не превышают высоты здания (но не более 20 *м*), допускается увеличивать расстояния, приведенные в табл. 69 (28), на 25%.

2. Для промежуточных значений расчетных температур расстояние между температурными швами допускается определять интерполяцией.

ным кирпичом, — по табл. 69(28) для материала основной кладки;

г) из вибрированных кирпичных панелей те же, что и в крупнопанельных стенах из легких бетонов, согласно указаниям по проектированию конструкций крупнопанельных жилых домов;

д) расстояния между температурно-усадочными швами в каменных стенах подземных сооружений, расположенных в зоне промерзания грунта, могут быть увеличены в два раза по сравнению с указанными в табл. 69(28). Расстояния между температурно-усадочными швами в фундаментах зданий, строящихся в Северной строительно-климатической зоне, принимаются такими же, как и в наружных стенах.

16.3(6.46). Расстояния между температурными швами стен закрытых неотапливаемых зданий следует принимать по табл. 69(28) с коэффициентом 0,7, а для открытых каменных сооружений — с коэффициентом 0,5.

Расстояния между температурными швами могут быть увеличены при усилении кладки горизонтальной арматурой или железобетонны-

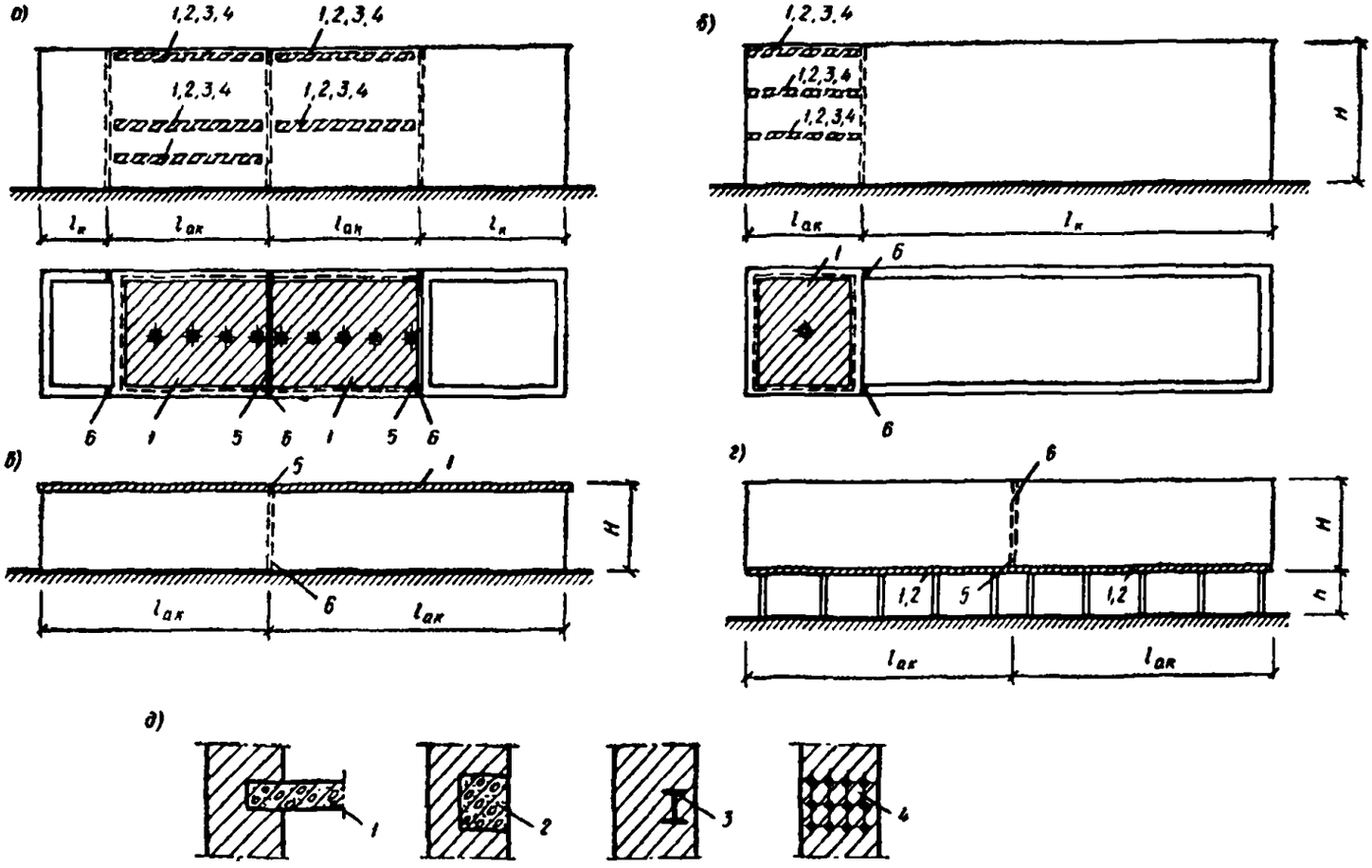


Рис. 82. Примеры устройства температурных швов в стенах каменных зданий с армированными включениями (перекрытия, балки, армированные пояса)

а — при расположении армированных включений в средней части зданий (с разрывами по длине); *б* — то же, в крайней части; *в* — при железобетонном покрытии (крыше) со швом; *г* — при рандбалках со швом; *д* — примеры заделки армированных включений в кладку стен; *1* — перекрытие; *2* — железобетонная балка; *3* — металлическая балка; *4* — арматура; *5* — температурный шов в армированных элементах; *6* — то же, в каменных стенах (пунктир)

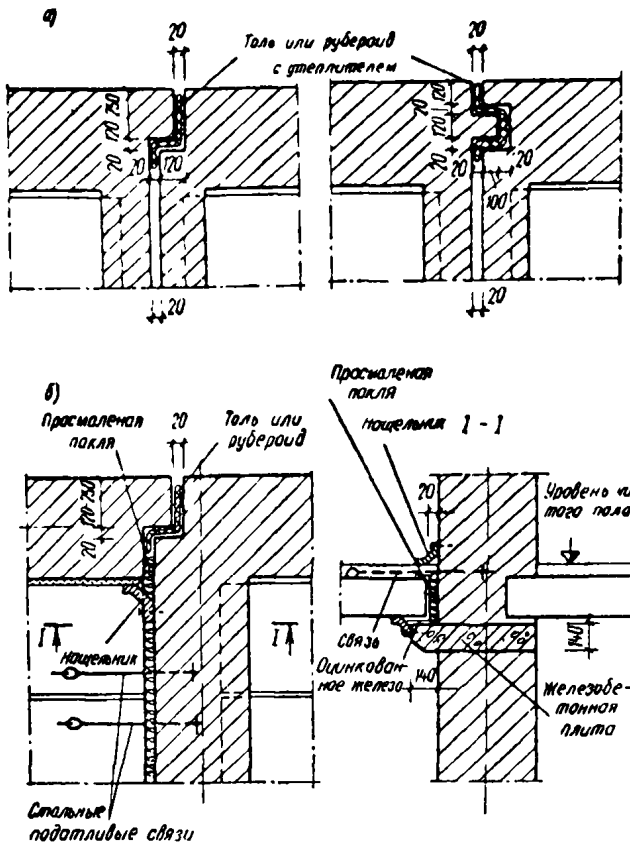


Рис. 83. Температурные швы в зданиях с поперечными несущими стенами

а — в виде двух спаренных стен; *б* — в виде скользящего опирания перекрытий на консольные плиты, заделанные в стены

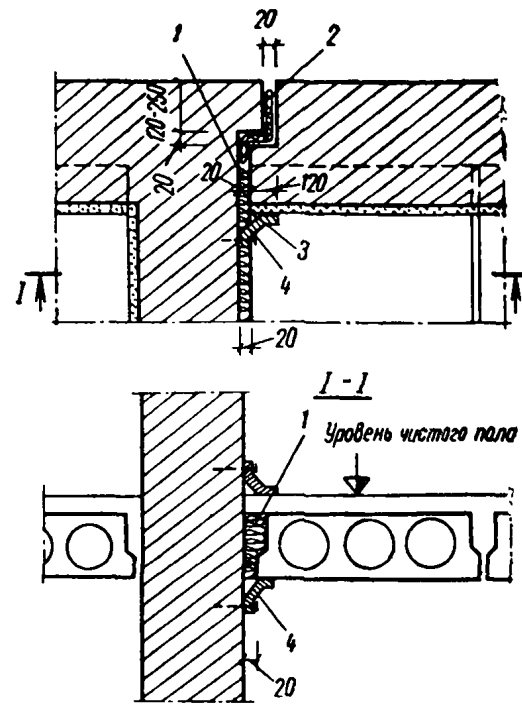


Рис. 84. Температурные швы в зданиях с продольными несущими стенами

1 — просмоленная пакля; *2* — толь или рубероид с утеплителем; *3* — расшивка шва; *4* — нащельник

ми поясами или монолитными железобетонными плитами перекрытий, заделанными в стену.

Примечание. Разрезка зданий температурными швами не исключает расчетной проверки на действие температуры и усадки отдельных узлов и конструкций, в которых возможна концентрация температурных деформаций и напряжений. Проверку рекомендуется выполнять согласно указаниям приложения 9.

16.4(6.47). Расстояния между температурно-усадочными швами стен, усиленных горизонтальной арматурой или железобетонными поясами, назначаются на основании расчета на температурные напряжения.

Расчет может производиться по указаниям приложения 9.

16.5(6.48). Деформационные швы в стенах, связанных с железобетонными или стальными конструкциями, должны совпадать со швами в этих конструкциях. При необходимости, в зависимости от конструктивной схемы, в кладке стен устраиваются дополнительные температурные швы без разрезки швами в этих местах железобетонных или стальных конструкций.

16.6. Температурные швы в стенах зданий, имеющих протяженные (20 *м* и более) армированные включения или арматуру, рекомендуется устраивать по концам армированных участков кладки.

Примеры устройства швов показаны на рис. 82.

Температурные швы в стенах в указанных случаях могут не устраиваться при условии усиления кладки в этих местах арматурой по расчету, который выполняется в соответствии с указаниями приложения 9.

16.7. Конструкция температурных швов в стенах каменных зданий должна удовлетворять следующим требованиям:

а) швы должны быть непродуваемыми, непромокаемыми и непромерзаемыми, для чего в швах рекомендуется устраивать компенсаторы из оцинкованной стали или же — при толщине наружной стены 38 *см* и более — укладывать два слоя рубероида или толя с утеплителем из нежестких и упругих материалов: кладка в температурных швах должна иметь уступы (четверть, шпунт);

б) ширина температурного шва должна допускать удобную установку компенсаторов;

в) температурные швы в наружных и внутренних конструкциях зданий рекомендуется

устраивать в одной плоскости; разрезка швами только наружных или только внутренних конструкций допускается при специальном обосновании;

г) в зданиях с поперечными несущими стенами температурные швы рекомендуется устраивать в виде двух спаренных стен (рис. 83, *а*) или в виде шва скольжения перекрытий по консольной плите, заделанной в поперечную стену (рис. 83, *б*);

д) в зданиях с продольными несущими стенами температурные швы рекомендуется устраивать у внутренних поперечных стен (рис. 84) или перегородок (рис. 85);

е) при штукатурке стен температурные швы должны расшиваться; в жилых, административных и бытовых помещениях температурные швы рекомендуется с внутренней стороны закрывать нащельниками (рис. 83—85). Примеры устройства температурных швов в стенах промышленных зданий показаны на рис. 86.

16.8. Температурные швы рекомендуется совмещать с другими видами швов здания (осадочными, сейсмическими и т. п.).

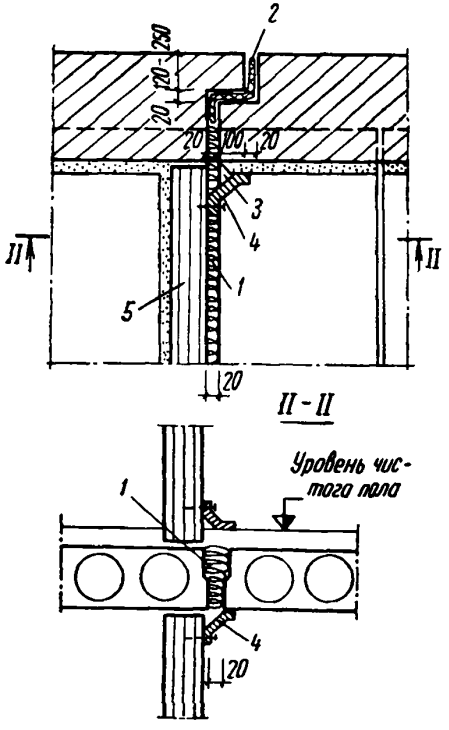


Рис. 85. Температурные швы в зданиях с продольными несущими стенами у поперечной перегородки

1 — просмоленная пакля; *2* — толь или рубероид с утеплителем; *3* — расшивка шва; *4* — нащельник; *5* — перегородка

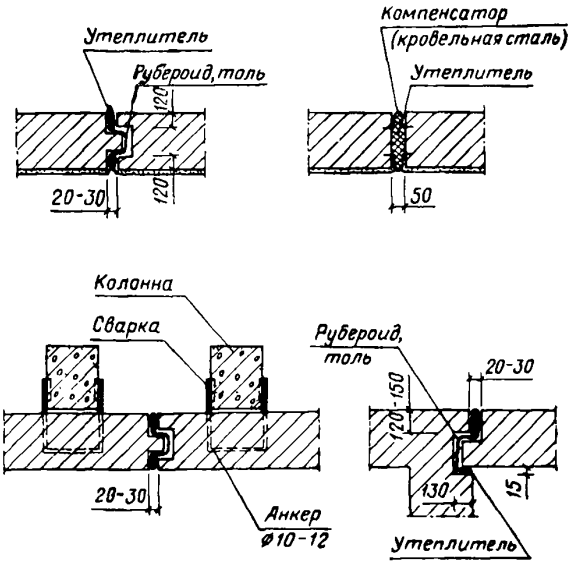


Рис. 86. Температурные швы в стенах промышленных зданий

16.9(6.49). Осадочные швы в стенах должны быть предусмотрены во всех случаях, когда можно ожидать неравномерную осадку основания здания или сооружения, как, например:

а) при сопряжении участков здания, расположенных на разнородных или обжатых и необжатых грунтах (при разновременном возведении частей здания);

б) при пристройке к существующим зданиям;

в) при значительной разнице в высотах отдельных частей зданий, превышающей 10 *м*, если в проекте не предусмотрены распределительные пояса для более равномерного распределения давления в кладке;

г) при значительной разнице в ширине подошвы и глубине заложения фундаментов соседних стен.

17. КАМЕННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ СТЕНЫ ПОДВАЛОВ ПОДПОРНЫЕ СТЕНЫ

Материалы

17.1. Для кладки каменных фундаментов, стен подвалов и подпорных стен преимущественно применяют: крупные и мелкие бетонные блоки, естественные камни правильной и неправильной формы, бетон и бутобетон, отборный хорошо обожженный глиняный кирпич пластического прессования.

Морозостойкость этих материалов в зависимости от степени долговечности конструкций должна отвечать требованиям пп. 2.1.3—2.1.5.

Требуемые минимальные марки растворов для кладки фундаментов и подземной части стен принимают по табл. 9, а составы растворов — по указаниям приложения 4.

Фундаменты

17.2. Каменные фундаменты могут быть ленточными и столбчатыми (отдельно стоящими).

Ленточные фундаменты обычно устраивают под сплошными стенами с относительно неширокими проемами или с малым количеством проемов.

17.3(6.31). Уширение бутобетонных и бутовых фундаментов к подошве следует производить уступами. Высота уступа принимается: для бутобетона — не менее 30 *см*, а для бутовой кладки — в два ряда кладки, что составляет, в зависимости от крупности камня, 30—60 *см*.

Отношение высоты уступов фундаментов из каменной кладки к их ширине должно быть не менее указанного в табл. 70.

Таблица 70

Минимальные отношения высоты уступов к их ширине для бутобетонных и бутовых фундаментов

Марка раствора или бетона	Давление на грунт при расчетной нагрузке	
	$\sigma < 2$ *кГ/см²*	$\sigma \geqslant 2{,}5$ *кГ/см²*
50—100	1,25	1,5
10—25	1,5	1,75
4	1,75	2

Примечание. Проверка уступов расчетом на изгиб и срез не требуется.

17.4(6.31). Переход от одной глубины заложения ленточных фундаментов к другой следует предусматривать уступами. При плотных грунтах и грунтах средней плотности отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1:1 и высота уступа — не более 1 *м*. При рыхлых грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1:2 и высота уступа — не более 0,5 *м*.

Плотность грунтов определяется по коэффициенту пористости согласно главе СНиП II-Б.1-62*.

17.5. Для уменьшения объема кладки в производственных зданиях с широкими проемами рекомендуется применять столбчатые фундаменты с рандбалками, поддерживающими стены.

Столбчатые фундаменты следует применять и в малоэтажных жилых и общественных зданиях, в случаях, когда это экономически оправдано.

Столбчатые фундаменты рекомендуется располагать в углах здания на пересечениях стен и вдоль стен на расстояниях, определяемых размерами фундаментных балок. Обычно применяют железобетонные рандбалки, которые могут быть сборными или монолитными. Рандбалки могут быть также железокирпичными или кирпичными (рядовые перемычки); в последнем случае расстояние между фундаментами в свету не должно превышать 2 *м*.

Столбчатые фундаменты могут быть монолитными или сборными из слабоармированных железобетонных элементов. При значительной величине эксцентриситета вертикальной нагрузки рекомендуется проектировать фундамент несимметричным, а подошву фундамента центрировать по равнодействующей силе.

17.6(6.30). При расчете фундаментной стены, в случае, когда толщина ее меньше толщины стены, расположенной непосредственно над ней, следует учитывать случайный эксцентриситет $e=8$ *см*; величина этого эксцентриситета должна суммироваться с величиной эксцентриситета равнодействующей продольных сил. Толщина стены первого этажа не должна превышать толщину фундаментной стены более чем на 20 *см*. Участок стены первого этажа, расположенный непосредственно над обрезом, должен быть армирован сетками (п.12.19).

Указанный выше случайный эксцентриситет должен быть учтен при определении положения нормальной силы в нижнем сечении стены первого этажа, прочность которого должна быть проверена при внецентренном и местном сжатии.

При расчете естественного основания случайный эксцентриситет не учитывается.

17.7(6.32). В фундаментах и стенах подвалов:

а) из бутобетона толщина стен принимается не менее 35 *см* и размеры сечения столбов не менее 40 *см*;

б) из бутовой кладки толщина стен принимается не менее 50 *см* и столбов не менее 60 *см*.

Примечание. При применении бута-плитняка допускается уменьшение толщины стен из бутовой кладки до 30 *см*.

17.8. При проектировании фундаментов, а также стен подвалов, если предполагается их возведение зимой, следует учитывать указания раздела 19.

Стены подвалов

17.9. Фундаменты стен подвалов закладываются на глубине не менее 50 *см* ниже уровня пола подвального помещения.

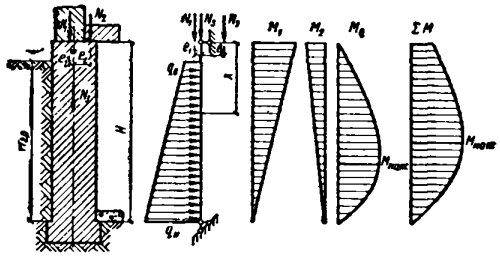


Рис. 87. Схема нагрузок на стену подвала и эпюры моментов

17.10(6.33). Наружные стены подвалов должны быть рассчитаны с учетом бокового давления грунта и нагрузки, находящейся на поверхности земли. При отсутствии специальных требований нормативную нагрузку на поверхности земли следует принимать равной 1000 *кГ/м*^{2}.

Схема нагрузок на стены подвалов и очертания эпюр изгибающих моментов приведены на рис. 87.

Стена подвала рассчитывается как балка с двумя неподвижными шарнирными опорами.

При наличии бетонного пола расчетная высота стены подвала принимается равной расстоянию в свету между перекрытием подвала и поверхностью пола. При отсутствии бетонного пола расчетная высота принимается равной расстоянию от нижней поверхности перекрытия до подошвы фундамента.

Для удобства расчета временную нормативную нагрузку на поверхности земли заменяют добавочным эквивалентным слоем грунта высотой $H_{пр}$ в *м*:

$$H_{пр} = \frac{p}{\gamma}, \qquad (199)$$

где p — нормативная нагрузка на поверхности земли в *кГ/м*^{2}; γ — объемный вес грунта в *кг /м*^{3}.

Эпюра бокового давления грунта на 1 *м* стены подвала представляет собой трапецию с верхней и нижней ординатами $q_в$ и $q_н$

$$q_в = n_1 \gamma H_{пр} \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right); \qquad (200)$$

$$q_н = \gamma n_2 \left(\frac{n_1}{n_2} H_{пр} + H_{гр}\right) \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (201)$$

n_1 — коэффициент перегрузки для нагрузки на поверхности земли;

n_2 — то же, для объемного веса грунта;

$H_{гр}$ — высота эпюры давления грунта;

φ — расчетный угол внутреннего трения грунта, принимается по указаниям главы СНиП II-Б.1-62*.

Моменты в стене подвала от бокового давления грунта могут быть определены по формуле

$$M_x = \frac{1}{6}\left\{\frac{H_{гр}^2}{H}(2q_в + q_н)x - \left[3q_в + (q_н - q_в)\frac{x - H + H_{гр}}{H_{гр}}\right](x - H + H_{гр})^2\right\}, \qquad (202)$$

H — расчетная высота стен подвала;

x — расстояние от верха стены подвала до рассматриваемого горизонтального сечения.

Если боковое давление приложено по всей высоте стены подвала, то приближенно можно считать, что максимальное значение M_x будет на расстоянии $x = 0{,}6\,H$

$$M_{max} = (0{,}056\,q_в + 0{,}064\,q_н)H^2. \qquad (203)$$

Если ось вышележащей стены совпадает с осью стены подвала, то нагрузка от вышележащих этажей считается приложенной центрально и в расчете учитывается только случайный эксцентриситет, равный 2 *см;* этот эксцентриситет может быть направлен в сторону внутренней или наружной поверхности стены. Расчетом на внецентренное сжатие проверяют сечения стены, в которых моменты или продольная сила имеют максимальные значения.

При расчете стены подвала в случае, когда толщина ее меньше толщины стены, расположенной непосредственно над ней, следует дополнительно учитывать случайный эксцентриситет $e = 8$ *см* (по п.17.6).

Подпорные стены

17.11. Подпорные стены из каменной кладки целесообразно применять только при относительно небольшой их высоте. При высоте более 4 *м* подпорные стены рекомендуется выполнять из железобетона.

Подпорные стены должны быть запроектированы таким образом, чтобы была исключена возможность их опрокидывания и скольжения и чтобы были обеспечены несущая способность стены и грунта в ее основании, а также, в необходимых случаях, трещиностойкость.

17.12. Подпорные стены могут быть безреберными и ребристыми. Как правило, подпорные стены проектируют уширенными книзу,

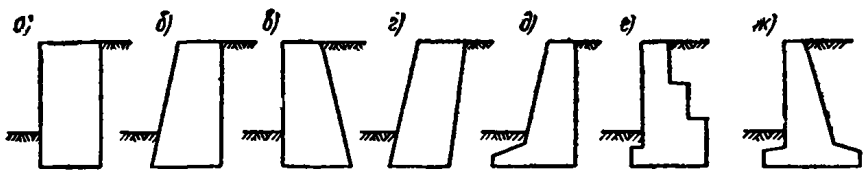


Рис. 88. Подпорные стены разных профилей

а — прямоугольного; *б* — трапецеидального с наклонной передней гранью; *в* — трапецеидального с наклонной задней гранью; *г* — наклоненного в сторону засыпки; *д* — с выступающим передним нижним ребром; *е* — ступенчатого; *ж* — таврового

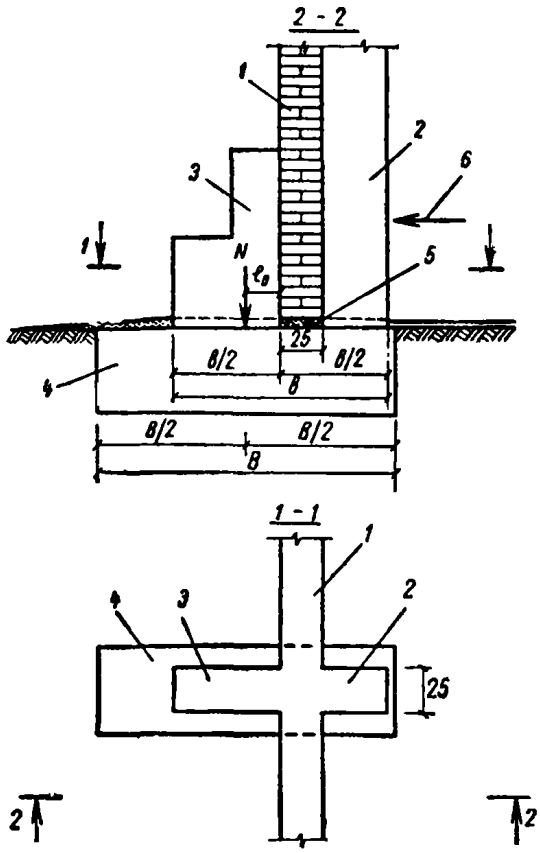


Рис. 89. Фундаменты под наружными стенами одноэтажных складских зданий для сыпучих материалов

1 — стена; *2* — пилястра; *3* — контрфорс; *4* — фундамент; *5* — железобетонная или рядовая перемычка между фундаментами; *6* — давление сыпучего материала

и они рассматриваются как консольные балки прямоугольного или таврового сечения.

17.13. Каменные вертикальные (рис. 88) подпорные стены высотой не более 4 *м* при горизонтальной поверхности земли разрешается рассчитывать по указаниям настоящего раздела.

17.14. При передаче давления грунта на вертикальную поверхность подпорной стены (рис. 88, *а, б, д, е*), если земля ограничена горизонтальной плоскостью, распределение горизонтального давления грунта по высоте стены определяется формулами (200) и (201).

Величину нормативной нагрузки на поверхности земли следует принимать согласно п. 17.10.

Сечения подпорной стены проверяют на внецентренное сжатие и срез по горизонтальным неперевязанным швам кладки.

В расчетную площадь среза включается только площадь сжатой зоны сечения, определяемая при расчете на внецентренное сжатие.

При проверке подпорных стен на опрокидывание и скольжение собственный вес их принимается с коэффициентом перегрузки 0,9.

17.15. Подпорные стены одноэтажных складов сыпучих материалов и заглубленных одноэтажных зданий, воспринимающие значительные горизонтальные давления при небольших вертикальных нагрузках, рекомендуется рассчитывать как балки с верхней шарнирной и нижней защемленной опорой. Защемление нижней опоры стен обеспечивается фундаментами, выполненными в виде прямоугольных участков кладки, перпендикулярных продольной оси стены. Расположение фундаментов и пилястр совпадает (см. п. 14.14). Размеры фундаментов определяются из условия совмещения их оси с положением равнодействующей нормальной силы в основании стены при максимальных горизонтальных и минимальных вертикальных нагрузках (рис. 89).

Пример 16. Расчет стены подвала. Проверить прочность стены подвала кирпичного здания. Стена подвала высотой $H=2{,}8$ *м* выложена из крупных пустотелых бетонных блоков шириной 40 *см* и высотой 58 *см*, изготовленных из тяжелого бетона марки 100. Пустотность блоков по площади горизонтального сечения 30%, а по объему — 15%. Кладка стен подвала выполнена на растворе марки 50. Расчетная высота стены подвала от уровня бетонного пола до нижней поверхности перекрытия $H=2{,}65$ *м* (рис. 90). Расчетная нагрузка на 1 *м* стены подвала от кирпичной стены первого этажа толщиной 51 *см* $N_1=15$ *т*. Стена первого этажа расположена с эксцентриситетом относительно стены подвала $e_1=5{,}5$ *см*. Расчетная постоянная нагрузка на 1 *м* стены подвала от опирающегося на нее перекрытия $N_2=2{,}2$ *т* приложена с эксцентриситетом $e_2=16$ *см*. Грунт насыпной с объемным весом $\gamma=1600$ *кг/м*^{3}. Расчетный угол внутреннего трения грунта $\varphi=38°$. Нормативная временная нагрузка на поверхность грунта $p=1000$ *кГ/м*^{2}.

$$H_{\text{пр}}=\frac{P}{\gamma}=\frac{1000}{1600}=0{,}625\ м.$$

Верхняя и нижняя ординаты эпюры бокового давления грунта на 1 *м* стены подвала определяются по фор-

мулам (200) и (201). Коэффициенты перегрузки для временной нагрузки и объемного веса грунта

$$n_1 = n_2 = n = 1{,}2;$$

$$q_в = n\gamma H_{пр}\,\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) =$$

$$= 1{,}2 \cdot 1600 \cdot 0{,}625 \cdot 0{,}238 = 285\ кг/м;$$

$$q_н = n\gamma\,(H_{пр} + H_{гр})\,\mathrm{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) =$$

$$= 1{,}2 \cdot 1600\,(0{,}625 + 2{,}65)\,0{,}238 = 1500\ кг/м.$$

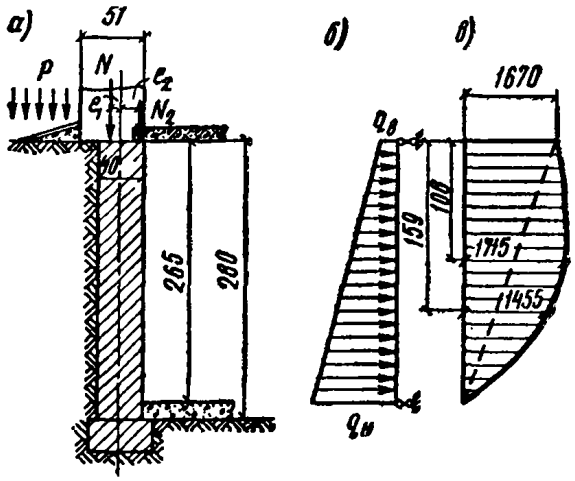


Рис. 96 К примеру 16. Расчет стены подвала

а — схема приложения вертикальных нагрузок; *б* — эпюра бокового давления грунта; *в* — суммарная эпюра изгибающих моментов

Изгибающие моменты от давления грунта определяем в двух сечениях стены подвала: в сечении *1—1*, расположенном на расстоянии $0{,}4H = 0{,}4 \cdot 2{,}65 = 1{,}06$ *м* от верха стены и в сечении *2—2* на расстоянии $0{,}6H = 0{,}6 \times 2{,}65 = 1{,}59$ *м* от верха стены, в котором величина изгибающего момента от давления грунта имеет наибольшее значение.

По формуле (202) при расположении сечения на расстоянии $0{,}4H$ от верха стены, принимая $H_{гр} = H$

$$M_{0,4} = \frac{1}{6}\left\{H\,(2q_в + q_н)\,x - \left[3q_в + (q_н - q_в)\,\frac{x}{H}\right]x^2\right\} =$$

$$= 1/6\left\{2{,}65\,(2 \cdot 285 + 1500)\,1{,}06 - \right.$$

$$\left. - \left[3 \cdot 285 + (1500 - 285)\,\frac{1{,}06}{2{,}65}\right]1{,}06^2\right\} = 715\ кг \cdot м.$$

По формуле (203) при расположении сечения на расстоянии $0{,}6H$ от верха стены

$$M_{max} = (0{,}056\,q_в + 0{,}064\,q_н)\,H^2 = (0{,}056 \cdot 285 + 0{,}064 \times$$

$$\times 1500)\,2{,}65^2 = 785\ кг \cdot м.$$

Изгибающий момент от вертикальных нагрузок в сечении, расположенном у верха стены подвала, определяется с учетом случайного эксцентриситета $e = 8$ *см* (п. 17.10), так как толщина стены подвала меньше, чем стены первого этажа.

Максимальная величина момента

$$M = 15\,000\,(0{,}055 + 0{,}08) - 2200 \cdot 0{,}16 = 1670\ кг \cdot м.$$

Суммарные изгибающие моменты в стене подвала: в сечении, расположенном на расстоянии $0{,}4H$ от верха стены

$$M_{0,4} = 1670 \cdot 0{,}6 + 715 = 1715\ кг \cdot м;$$

в сечении, расположенном на расстоянии $0{,}6H$ от верха стены

$$M_{0,6} = 1670 \cdot 0{,}4 + 785 = 1455\ кг \cdot м.$$

Проверку прочности стены подвала производим в сечении *1—1*, расположенном на расстоянии $0{,}4H$ от верха стены.

Нормальная сила в сечении *1—1*

$$N = 15\,000 + 2200 + 1{,}06 \cdot 0{,}4 \cdot 2400 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}1 = 18\,150\ кг.$$

Прочность стены подвала проверяем при внецентренном сжатии с эксцентриситетом

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1715}{18\,150} = 0{,}095\ м = 9{,}5\ см.$$

Несущая способность стены определяется по формуле (19)

$$N_{пр} = m_{дл}\,\varphi_1 RF\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right)\omega.$$

В данном случае при $h = 40$ *см* $m_{дл} = 1$ (п. 5.12). Коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии φ_1 определяется по формуле (20)

$$\varphi_1 = \varphi\left[1 - \frac{e_0}{h}\left(0{,}06\,\frac{l_0}{h_э} - 0{,}2\right)\right];$$

при отношении $\frac{H}{h} = \frac{l_0}{h} = \frac{265}{40} = 6{,}6$ и $\alpha = 1500$ $\varphi = 0{,}97$ (табл. 32).

При прямоугольном сечении $h_э = h = 40$ *см*

$$\varphi_1 = 0{,}97\left[1 - \frac{9{,}5}{40}\left(0{,}06\,\frac{265}{40} - 0{,}2\right)\right] = 0{,}92.$$

Расчетное сопротивление кладки из крупных пустотелых бетонных блоков, изготовленных из бетона марки 100, при растворе марки 50 и пустотности блоков 30% определяется по табл. 11 с учетом указаний п. 3.7

$$R = 27\left(0{,}5 - \frac{0{,}25 \cdot 5}{20}\right) = 27 \cdot 0{,}44 = 12\ кГ/см^2.$$

Площадь сечения (брутто) $F = 40 \cdot 100 = 4000\ см^2$. Коэффициент ω определяется по табл. 34.

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{1{,}5h} = 1 + \frac{9{,}5}{1{,}5 \cdot 40} = 1{,}16.$$

Расчетная несущая способность стены

$$N_{пр} = 0{,}92 \cdot 12 \cdot 4000\left(1 - \frac{2 \cdot 9{,}5}{40}\right)1{,}16 =$$

$$= 26\,900\ кг > N = 18\,150\ кг.$$

Прочность стены подвала достаточна.

18. ТОНКОСТЕННЫЕ СВОДЫ ДВОЯКОЙ КРИВИЗНЫ

18.1. Тонкостенные своды двоякой кривизны* применяются для покрытий промышленных, гражданских, складских и сельскохозяйственных зданий.

18.2. Своды двоякой кривизны имеют волнообразную поверхность, обладающую большой жесткостью, что позволяет резко уменьшить их толщину и увеличить размеры перекрываемых пролетов по сравнению с массивными каменными сводчатыми покрытиями (рис. 91).

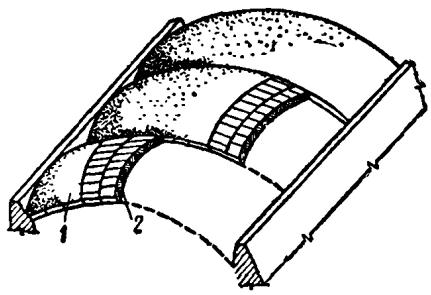


Рис. 91. Общий вид свода

1 — затирка раствором; *2* — свод толщиной в $^1/_4$ кирпича

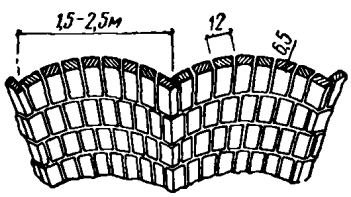


Рис. 92. Перевязка кладки сводов толщиной в $^1/_4$ кирпича

В зависимости от величины перекрываемого пролета, нагрузки и стрелы подъема свода в ключе, кирпичные своды двоякой кривизны имеют толщину в $^1/_4$ кирпича (6,5 *см*) или в $^1/_2$ кирпича (12 *см*); при пролетах до 21 *м* толщина сводов в большинстве случаев принимается равной $^1/_4$ кирпича. Перевязка кладки кирпичных сводов показана на рис. 92—93. Своды выкладывают из целого кирпича, приколка кирпича по месту производится только при замыкании волн свода в ключе. На рис. 94 показана перевязка кладки сводов толщиной 9 *см*, выкладываемых из сплошных бетонных или природных камней с размерами 390×188×90 *мм*. Толщина сводов, выкладываемых из камней, изготовленных из керамзитобетона, автоклавного ячеистого бетона (пено- или газобетона), а также других видов легких бетонов, совмещающих несущие и теплоизоляционные функции, определяется обычно в зависимости от требуемого термического сопротивления покрытия.

Вместо увеличения толщины кирпичных сводов до $^1/_2$ кирпича несущая способность их может быть повышена путем заполнения пазух между волнами тяжелым бетоном марок 100—150 (рис. 95).

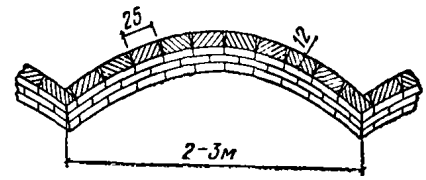


Рис. 93. Перевязка кладки сводов толщиной в $^1/_2$ кирпича

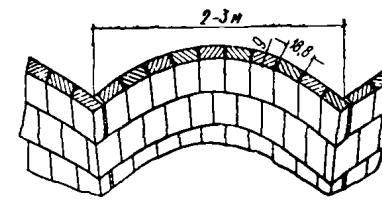


Рис. 94. Перевязка кладки сводов из камней толщиной 9 см

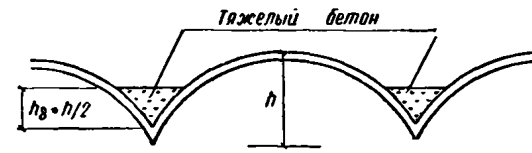


Рис. 95. Своды комплексной конструкции

Ширина волн сводов принимается в пределах от 2 до 2,5 *м* (обычно 2 *м*) при толщине в $^1/_4$ кирпича и до 3 *м* при большой толщине. Высота волн сводов составляет от $^1/_{2,5}$ до $^1/_5$ ширины волны. Стрелу подъема сводов в ключе принимают от $^1/_2$ до $^1/_7$ величины перекрываемого пролета, в зависимости от назначения перекрываемого помещения, способов восприятия распора, архитектурных требований и других условий.

Для лучшего заполнения швов верхнюю поверхность сводов, при толщине их в $^1/_4$ кирпича, в процессе кладки затирают раствором.

В сводах толщиной в $^1/_2$ кирпича, а также в сводах из камней толщиной 9 *см* и более вместо затирки швы кладки дополнительно заливают жидким раствором.

Примечание. Своды двоякой кривизны выкладывают по передвижной инвентарной металлодеревянной или деревянной опалубке, служащей для кладки двух волн свода. Законченные кладкой волны свода выдерживают на опалубке в течение 12 *ч* при температуре 10° С и выше. При более низкой положительной температуре продолжительность выдерживания сводов на опалубке увеличивают до 18—24 *ч*.

18.3. Распор сводов, опирающихся на стены или колонны, воспринимается затяжками из

* Предложение канд. техн. наук А. И. Рабиновича (авторское свидетельство на изобретение № 65661 от 30/X 1947 г.).

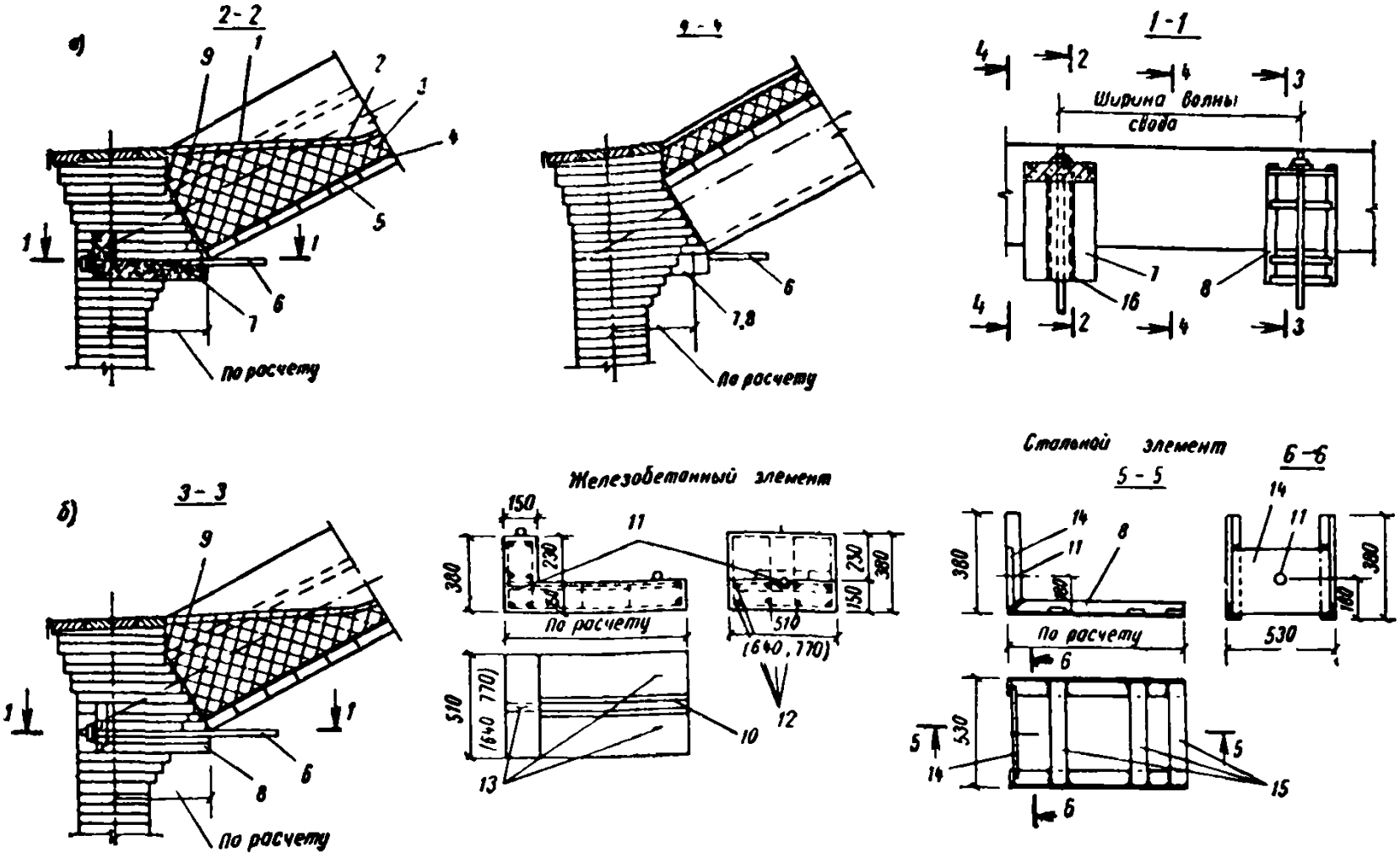


Рис. 96. Конструкция опорных узлов сводов двоякой кривизны

а — опорный узел свода с железобетонными элементами; *б* — то же, со стальными элементами; *1* — рулонный ковер; *2* — цементная или асфальтовая стяжка; *3* — утеплитель; *4* — пароизоляция; *5* — кладка свода; *6*—затяжка; *7* — железобетонный элемент; *8* — стальной элемент из уголков 75×75 или 63×63 *мм*, поддерживающий два выступающих ряда кирпичной кладки, кирпичи верхнего ряда раздвигаются, при этом образуется щель для пропуска затяжки; *9* — забутка; *10* — паз для затяжки; *11* — отверстие для затяжки; *12* — конструктивная арматура; *13* — подъемные петли; *14* — пластина δ=10—12 *мм*; *15* — полосовая сталь δ= =5—6 *мм*; *16* — полоска толя, рубероида и т. п., перекрывающая паз. После установки затяжки паз заполняется раствором

круглой стали (гладкой класса А-I или периодического профиля классов А-II и А-III), располагаемыми под гранями взаимного примыкания смежных волн свода; распор может также восприниматься контрфорсами или поперечными стенами помещений, примыкающих с обеих сторон к перекрываемому сводами пролету. В складских зданиях и в некоторых ти-

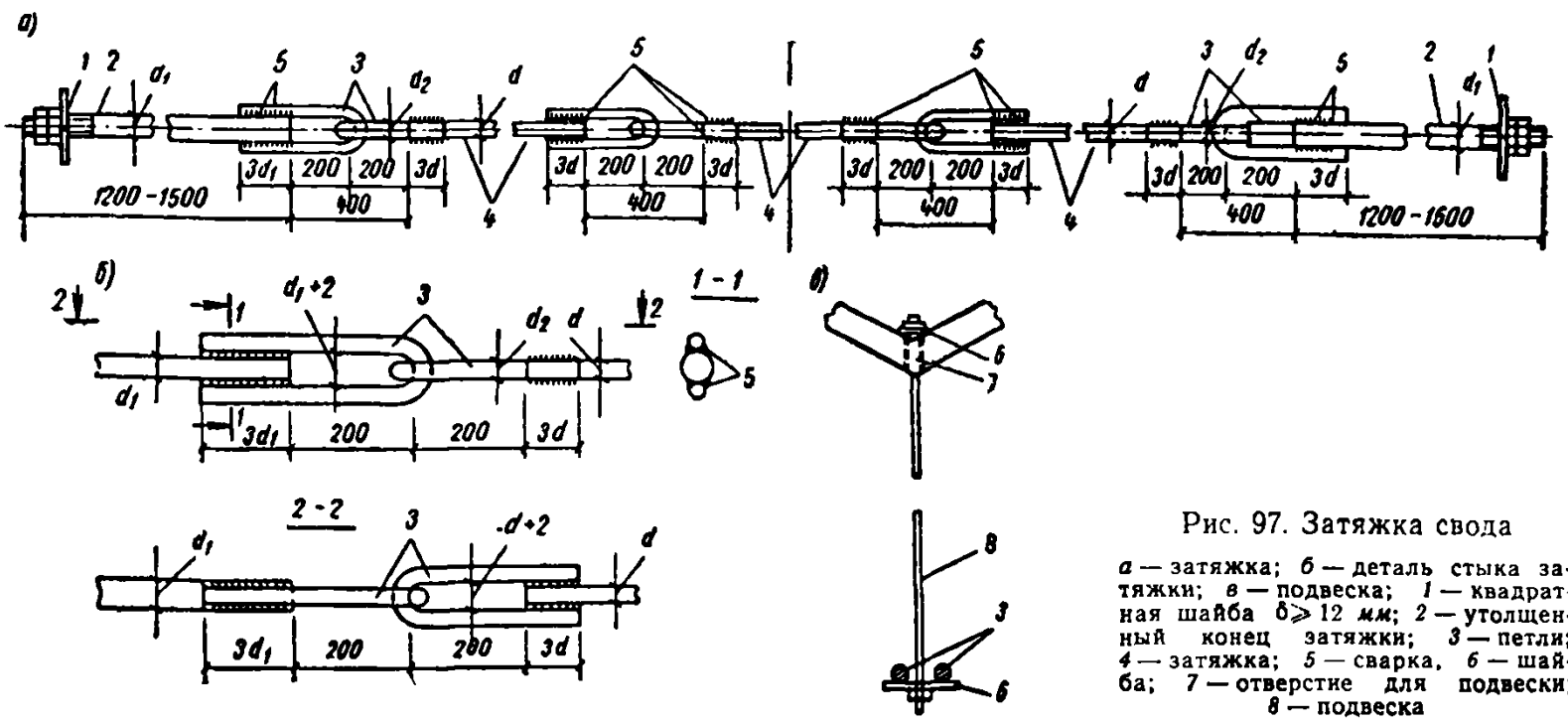


Рис. 97. Затяжка свода

а — затяжка; *б* — деталь стыка затяжки; *в* — подвеска; *1* — квадратная шайба δ≥12 *мм*; *2* — утолщенный конец затяжки; *3* — петли; *4* — затяжка; *5* — сварка, *6* — шайба; *7* — отверстие для подвески; *8* — подвеска

пах производственных помещений целесообразно опоры сводчатых покрытий, имеющих большую стрелу подъема, располагать в уровне земли, при этом распор воспринимается фундаментами или затяжками, расположенными в плоскости пола.

Пяты свода имеют наклонные поверхности, нормальные к оси свода в опорных узлах (рис. 96). Ступенчатая поверхность пят затирается раствором в местах примыкания свода. Опорные узлы сводов во всех случаях должны иметь выносные пяты, повышающие устойчивость опорных узлов при действии распора сводов.

При восприятии распора затяжками в опорных узлах под гранями волн свода устанавливаются железобетонные элементы, армируемые конструктивной арматурой, или стальные опорные элементы, позволющие увеличить вынос пят до требуемых размеров (п. 18.13). Концы затяжек закрепляются в опорных элементах шайбами, гайками и контргайками. Для облегчения транспортирования и упрощения установки затяжек они изготовляются из нескольких звеньев шарнирно скрепленных между собой при помощи приваренных к ним петель (рис. 97). При пролете сводов более 18 *м* затяжки поддерживаются двумя подвесками, расположенными в третях пролета.

В сводах допускается устройство проемов в пределах всей ширины волны для поперечных фонарей верхнего света. Такие проемы следует располагать не чаще чем через две смежные волны свода. Края волн свода, примыкающих к фонарным проемам, должны быть усилены железобетонными ребрами треугольного очертания, размещаемыми в пазухах между волнами в пределах всего перекрываемого сводом пролета. Проемы небольших размеров для зенитных фонарей, вентиляционных шахт, вытяжных труб и т. п. окаймляют рамками из стальных уголков, которые устанавливают в процессе кладки свода.

Примечание. Петли и ослабленные резьбой утолщенные концы затяжек (рис. 97) изготовляются из стали класса А-I.

18.4. Своды, выложенные из кирпича или камней, изготовленных из тяжелого бетона, утепляют плитными теплоизоляционными материалами (минераловатные плиты, фибролит и т. п.) или засыпками (керамзитовый гравий, шлак и т. п.). Плитные утеплители должны иметь небольшие размеры, обеспечивающие возможность укладки их по криволинейной поверхности свода. До укладки утеплителя верхняя поверхность свода покрывается пароизоляцией (обычно битумная обмазка). Стяжка из цементного раствора или асфальта, наносимая на верхнюю поверхность утеплителя, служит основанием для кровли из рулонных материалов. Наряду с рулонными кровлями для гидроизоляции сводов с большой стрелой подъема допускается применение мастичных кровель.

18.5(6.35). Для кладки сводов двоякой кривизны следует применять:

а) кирпич глиняный (сплошной или пустотелый) и силикатный марки не ниже 75 при пролете сводов до 18 *м* и не ниже 100 при больших пролетах;

б) камни из легкого и тяжелого бетона, а также природные камни марки не ниже 50.

Для кладки сводов, перекрывающих помещения с повышенной влажностью воздуха (более 60%), не допускаются к применению: силикатный кирпич, глиняный кирпич полусухого прессования, шлаковый и трепельный кирпич, камни из ячеистого бетона и шлакобетона на топливных шлаках.

Примечания: 1. Применение бетонных камней, изготовленных с применением топливных шлаков от сжигания бурых и смешанных углей для кладки сводов, не допускается.

2. При пролетах сводов до 12 *м* допускается применение природных камней марки не ниже 25, при этом толщина сводов должна быть не менее 9 *см*.

18.6(6.36). Кладку сводов двоякой кривизны, включая их пяты, а также верхние участки стен в пределах 6—7 рядов ниже уровня примыкания свода следует выполнять на растворе марки не ниже 50.

Для кладки сводов и их пят следует применять растворы на обычном портландцементе. Шлаковый и пуццолановый портландцементы, а также другие виды цементов, медленно твердеющих при пониженных положительных температурах, применять не рекомендуется.

18.7. Своды двоякой кривизны рассчитываются по условной расчетной схеме как плоские двухшарнирные арки. В расчет вводится поперечное сечение одной волны свода.

Своды рассчитываются на постоянную нагрузку (собственный вес свода, утеплителя, гидроизоляционного ковра и т. п.) и одностороннюю временную нагрузку от снега, определяемую по главе СНиП «Нагрузки и воздействия» и распределенную на половине пролета свода (рис. 98). Сводчатые покрытия многопролетных зданий рассчитываются на снеговую нагрузку, распределенную по покрытию неравномерно, с учетом образования снеговых мешков согласно главе СНиП «Нагрузки и воздействия».

При расчете затяжек, опорных узлов, стен,

колонн, контрфорсов и других элементов, воспринимающих распор и вертикальные реакции сводов, снеговая нагрузка принимается равномерно распределенной по всему пролету свода. При многопролетных зданиях принимаются схемы распределения снеговой нагрузки, приведенные в главе СНиП «Нагрузки и воздействия», при которых величины распора и вертикальных реакций сводов имеют наибольшие значения. Расчетные нагрузки от собственного веса свода, а также нагрузки от теплоизоляционных плит, засыпок и стяжек принимаются с коэффициентами перегрузки, приведенными в главе СНиП «Нагрузки и воздействия».

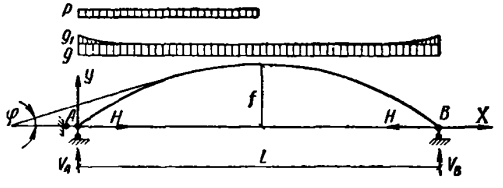


Рис. 98. Расчетная схема свода

Ветровую нагрузку следует учитывать лишь для сводов с большей стрелой подъема при $f/l \geqslant 1/3$, а также при больших величинах скоростных напоров ветра (для IV—VII районов).

Расчет сводов на температурные воздействия не производится.

Сосредоточенные нагрузки от вентиляционных шахт, подвесных транспортеров и т. п. условно распределяют на две волны свода. При расчете сводов со стрелой подъема в ключе $f \geqslant l/5$ следует учитывать, вызываемое уклоном покрытия, увеличение постоянной нагрузки, распределенной по горизонтальной проекции свода в направлении от ключа к пятам (рис. 98) по кривой

$$g_x = g\left(\frac{1}{\cos\varphi} - 1\right), \qquad (204)$$

где g — постоянная нагрузка в ключе свода;
g_x — величины дополнительной постоянной нагрузки, вызываемой уклоном покрытия в сечениях, отстоящих на расстоянии x от опоры;
φ — угол наклона к горизонту касательной к оси свода в рассматриваемом сечении.

18.8. Очертание оси или (приближенно) очертание граней примыкания смежных волн для сводов со стрелой подъема $f/l \geqslant 1/5$ рекомендуется принимать по цепной линии, а при $f/l < 1/5$ — по дуге окружности. Очертание поперечного сечения волн сводов принимается по квадратной параболе. Величины ординат цепной линии, окружности и параболы через $1/20$ пролета, а также тангенсы углов наклона касательных к этим кривым (рис. 98) приведены в табл. 80 приложения 8.

18.9. Формулы для определения опорных реакций в двухшарнирной арке параболического очертания при равномерно распределенной, параболической и односторонней нагрузке, распределенной на половине пролета, приведены в табл. 81 приложения 8*. Для сводов, очерченных по окружности и по цепной линии, величины опорных реакций принимают как для сводов параболического очертания. При других случаях загружения сводов распределенными и сосредоточенными нагрузками опорные реакции следует определять по таблицам, приведенным в «Справочнике проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический». Книга 1. М., Стройиздат, 1972.

18.10. Изгибающие моменты и нормальные силы в поперечных сечениях свода определяют по формулам:

$$M = M_0 - Hy; \qquad (205)$$

$$N = Q_0 \sin\varphi + H\cos\varphi, \qquad (206)$$

где M_0 и Q_0 — изгибающий момент и поперечная сила в соответствующем сечении простой балки пролетом l; y и φ — ордината и угол наклона к горизонту касательной к оси свода в рассматриваемом сечении (рис. 98).

Изгибающие моменты и поперечные силы в простой балке при параболической нагрузке в сечении, расположенном на расстоянии x от левой опоры (табл. 81 приложения 8), определяются по формулам:

$$M_0 = V_A x - \frac{g_1 x^2}{2} + \frac{(g_1 - g_x)x^2}{4}; \qquad (207)$$

$$Q_0 = V_A - g_1 x + \frac{2(g_1 - g_x)x}{3}. \qquad (208)$$

Величина g_1 определяется по формуле (204) при значении φ в опорном сечении; $V_A = 0{,}167\, g_1 l$; величина $g_1 - g_x$ вычисляется по формуле

$$g_1 - g_x = \frac{4g_1 x(l-x)}{l^2}. \qquad (209)$$

18.11. Расчет сводов производится на внецентренное сжатие по формуле (18). Прочность сводов проверяется в сечениях с макси-

* В табл. 81 косинусоидальная нагрузка, определяемая формулой (204), заменена близкой к ней параболической.

мальными положительными и отрицательными изгибающими моментами, которые при односторонней снеговой нагрузке (рис. 98) расположены в обеих половинах пролета.

Наибольшая величина эксцентриситета в сводах $e_0 = \frac{M}{N}$ не должна превышать для основных сочетаний нагрузок 0,7 y, где y — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета.

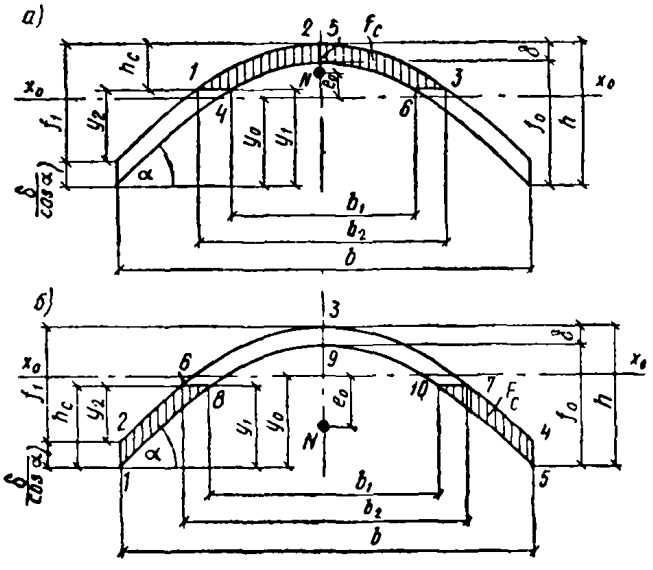


Рис. 99. Сжатая зона поперечного сечения свода

а — при приложении нормальной силы выше оси, проходящей через центр тяжести сечения; б — при приложении нормальной силы ниже оси, проходящей через центр тяжести сечения

Расчетные характеристики различных поперечных сечений сводов из кирпича и камней приведены в табл. 82 приложения 8.

При определении коэффициента продольного изгиба φ_1 расчетная длина свода l_0 принимается равной 0,5 S, где S — длина оси свода, определяемая по табл. 83 приложения 8.

Величину площади сжатой зоны F_c определяют из условия совпадения центра тяжести площади F_c с точкой приложения нормальной силы N (рис. 99), пользуясь методом последовательного приближения.

При приложении силы N выше оси x_0—x_0, проходящей через центр тяжести поперечного сечения волны свода (положительный изгибающий момент, рис. 99, *а*), площадь F_c определяется как разность площадей, ограниченных параболами *1*, *2*, *3* и *4*, *5*, *6**. При определении площади F_c задаются значением расстояния от нижней грани сечения до границы сжатой зоны y_1. Для первого приближения можно принять $y_1 = 2{,}8\ e_0$. При расчете сечения принимают то значение площади F_c, при котором расстояние от нижней грани сечения до ее центра тяжести $z \approx y_0 + e_0$.

Величина z определяется как отношение разности статических моментов площадей, ограниченных параболами *1*, *2*, *3* и *4*, *5*, *6*, относительно нижней грани сечения волны свода к площади сжатой зоны F_c**.

При приложении силы N ниже оси x_0—x_0 (отрицательный изгибающий момент, рис. 99, *б*) площадь F_c и статический момент ее относительно нижней грани сечения определяют как сумму и разность следующих площадей и их статических моментов: *1*, *2*, *4*, *5* (прямоугольник) +*2*, *3*, *4*—*6*, *3*, *7*+*8*, *9*, *10*—*1*, *9*, *5*. Для первого приближения можно принять $y_1 = h - e_0$. Принимается то значение F_c, при котором $z \approx y_0 - e_0$.

Размеры оснований парабол определяются по формулам:

$$b_1 = b\sqrt{1 - \frac{y_1}{f_0}}; \qquad (210)$$

$$b_2 = b\sqrt{1 - \frac{y_2}{f_1}}. \qquad (211)$$

Обозначения приведены на рис. 99. Угол α определяется по величине.

$$\operatorname{tg}\alpha = 4\frac{f_0}{b}.$$

Примечания: 1. *Влияние длительного действия* нагрузки на несущую способность сводов не учитывается и коэффициент $m_{дл}$ принимается равным единице, так как во всех случаях радиусы инерции поперечных сечений сводов $r > 8{,}7$ *см*.

2. При расчете сводов коэффициент $m_к$ (п. 3.6) принимают равным единице независимо от площади сечения волны.

3. При расчете сечений сводов, в которых пазухи между волнами заполняются тяжелым бетоном (рис. 95), расчетное сопротивление бетона, в запас прочности, принимается равным расчетному сопротивлению кладки свода и в поперечное сечение волны свода включается бетонное заполнение.

18.12. При расчете затяжек расчетное сопротивление стали принимают как для арматуры по главе СНиП II-В.1-62*. Площадь сечения одной ветви петель в стыках затяжек определяют по усилию, составляющему 0,7 от усилия в основных элементах затяжек. Размеры шайб определяют из условия прочности бетона при местном сжатии (при железобетонных опорных элементах) или кладки (при стальных элементах). Независимо от результатов

* Площадь параболы равна $^2/_3$ *произведения основания параболы на ее высоту.*

** *Расстояние центра тяжести параболы от ее основания равно 0,4 высоты параболы.*

расчета размеры шайб принимаются не менее 150×150 *мм*.

18.13. При расчете опорных узлов сводов с затяжками следует учитывать изгибающий момент, возникающий вследствие смещения затяжки относительно пересечения осей свода и стены (рис. 100). В расчетном сечении стены *3—3*, расположенном под затяжками, величи-

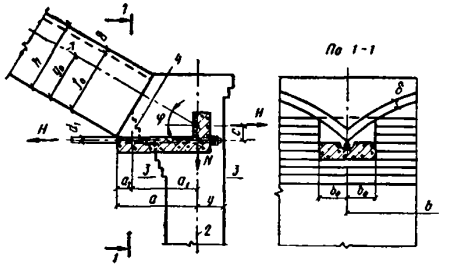


Рис. 100. Расчетная схема опорного узла свода двоякой кривизны

1 — ось, проходящая через центр тяжести поперечного сечения свода; *2* — ось стены; *3* — расчетное сечение стены; *4* — очертание пяты между железобетонными элементами

на эксцентриситета приложения нормальной силы $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{Hc}{N}$ (где N — вертикальная опорная реакция свода и вес верхней части стены, расположенной выше расчетного сечения) должна быть не более 0,7 y, где y — расстояние от оси стены до ее наружной грани. Для соблюдения этого условия вынос опорных железобетонных или стальных элементов относительно оси стены a следует определять по формуле

$$a = \frac{y_0}{\sin\varphi} - \frac{0{,}7yN}{H\operatorname{tg}\varphi} + \frac{d_1}{2\operatorname{tg}\varphi}. \qquad (212)$$

Вынос пяты свода на участках между опорными элементами относительно оси стены определяется по формуле

$$a_1 = a - a_2 = a - \frac{4f_0\, b_0\,(b - b_0)}{|b^2|}\sin\varphi. \qquad (213)$$

Обозначения приведены на рис. 100.

Прочность стены в расчетном сечении при внецентренном сжатии должна быть проверена по формуле (18).

18.14. При отсутствии затяжек (п. 18.3) опоры, воспринимающие распор сводов, должны быть рассчитаны на внецентренное сжатие и на срез (п. 4.51) по горизонтальным неперевязанным швам кладки при действии распора сводов. В расчетную площадь среза включается только площадь сжатой зоны сечения F_c, определяемая при расчете на внецентренное сжатие. Предельная величина усилия, воспринимаемого горизонтальными неперевязанными швами кладки, уменьшается путем умножения на коэффициент 0,8.

18.15. При расстояниях между поперечными стенами, не превышающих приведенных в табл. 47, п. Б, сводчатые покрытия рассматриваются как жесткие опоры для продольных стен или колонн. При больших расстояниях между поперечными стенами продольные стены зданий со сводчатыми покрытиями рассчитываются как стойки рам, заделанные в грунт и шарнирно связанные со сводчатым покрытием. В этом случае сводчатое покрытие является упругой опорой для стен.

19. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В ЗИМНЕЕ ВРЕМЯ

19.1(7.1). Каменные и армокаменные конструкции зданий и сооружений в зависимости от их назначения, высоты здания, напряженности кладки, сроков возведения конструкций и климатических условий могут выполняться в зимних условиях различными способами.

Способ зимней кладки, применяемый для возведения конструкций проектируемых зданий и сооружений, должен обосновываться предварительными технико-экономическими расчетами, обеспечивающими оптимальные показатели стоимости, трудоемкости, расхода электроэнергии, топлива и т. п.

Зимняя кладка может выполняться:

а) на растворах не ниже марки 50 с химическими добавками (поташ, нитрит натрия и др.), твердеющих на морозе без обогрева. Добавки не должны вызывать вредных последствий в период эксплуатации конструкций (разрушения каменных материалов, коррозии арматуры, анкеров, значительного повышения влажности кладки и т. п.). Вид добавок, их количество и способы приготовления растворов принимаются в соответствии с требованиями специальных инструкций.

Для повышения несущей способности кладки на растворах с химическими добавками допускается применять сетчатое армирование. Коэффициенты условий работы арматуры, приведенные в табл. 73(29), для указанных растворов не учитываются;

б) способом замораживания на растворах не ниже марки 10 без химических добавок (обеспечивающих твердение на морозе) при условии выполнения кладки из камней или блоков правильной формы, а также ограничения высоты и гибкости конструкций. При этом

элементы конструкций должны иметь достаточную прочность и устойчивость в период их оттаивания (при наименьшей прочности свежеоттаявшего раствора) и в последующий период эксплуатации зданий. Допускается выполнение способом замораживания бутовой кладки фундаментов из постелистого камня, укладываемого «в распор» со стенками траншей, на растворах не ниже марки 25;

в) способом замораживания с временным усилением конструкций нижележащих этажей, если их несущая способность или устойчивость, устанавливаемая расчетом на период оттаивания, оказывается недостаточной. Временное усиление конструкций нижних этажей производится на период, пока прочность кладки не достигнет требуемой по расчету величины;

г) способом замораживания, дополненным своевременным искусственным отогреванием возведенных конструкций нижележащих этажей. Искусственное отогревание должно производиться до достижения кладкой расчетной несущей способности, необходимой для возведения верхних этажей способом замораживания.

19.2. Наиболее проверенными в настоящее время противоморозными добавками в растворах для зимней каменной кладки при определенных, указанных ниже, условиях (п. 19.12) является добавка поташа (K_2CO_3) и нитрита натрия ($NaNO_2$).

При введении добавок поташа (в зависимости от температуры воздуха) в количестве от 5 до 15% веса цемента растворы интенсивно твердеют на морозе при температуре до —30° С, а при введении нитрита натрия в количестве от 5 до 10% — на морозе до —15° С.

По мере изучения при положительных результатах могут применяться новые виды противоморозных добавок на основании специальных инструктивных документов или рекомендаций.

19.3. При способе замораживания растворы кладки на морозе практически не твердеют, а приобретают лишь временную морозную (криогенную) прочность, которая при оттаивании теряется.

После оттаивания и твердения в естественных условиях или в результате искусственного отогревания в течение 28 дней при положительной температуре растворы без противоморозных добавок, как правило, имеют меньшую прочность и большую деформативность, чем такие же растворы, применяемые в летних условиях. Вследствие этого прочность кладки понижается тем больше, чем ниже температура при выполнении кладки. Прочность затвердевшей кладки определяется по формуле (214):

$$R_t = \frac{1{,}1}{1 - 0{,}035t} R \leqslant R, \qquad (214)$$

где R_t — расчетная конечная прочность при сжатии оттаявшей зимней кладки, возводившейся при температуре t;

R — расчетная прочность летней кладки при сжатии;

t — среднесуточная отрицательная температура в °С, при которой возводилась зимняя кладка (берется со знаком минус).

Раннее замерзание растворов в зимней кирпичной кладке увеличивает ее конечную деформативность после оттаивания. Соответствующее уменьшение упругой характеристики должно учитываться по формуле (215)

$$\alpha_t = \frac{2}{1 - 0{,}3t} \alpha \leqslant \alpha, \qquad (215)$$

где α_t — значение упругой характеристики зимней кладки, возводившейся при отрицательной температуре t, в месячном возрасте после оттаивания;

α — значение упругой характеристики такой же летней кладки (из кирпича или камня и раствора тех же марок;

t — среднесуточная отрицательная температура, при которой возводилась зимняя кладки (берется со знаком минус).

19.4. При кладке способом замораживания с временным усилением отдельных конструкций (п. 19.1«в») укрепление простенков может производиться при помощи деревянных стоек, устанавливаемых в проемах стен (рис. 101), опирающихся на уложенные горизонтальные разгрузочные брусья, через клинья, которыми стойки поджимаются к перемычкам, или при помощи временных стальных инвентарных обойм. Обоймы применяются при отношении сторон поперечного сечения не более 2,5.

Инвентарные обоймы (рис. 102) состоят из вертикальных уголков с приваренными к ним через 50 *см* по высоте проушинами из обрезков труб и стяжных горизонтальных болтов, пропущенных через проушины и закрепленных в них гайками.

Временные деревянные крепления или инвентарные стальные обоймы могут быть удалены после оттаивания и твердения раствора при положительной температуре до прочности,

достаточной по расчету (п. 19.8), но не ранее 7—10 дней.

Определение расчетной несущей способности простенков из оттаивающей кладки, усиленных временными деревянными стойками,

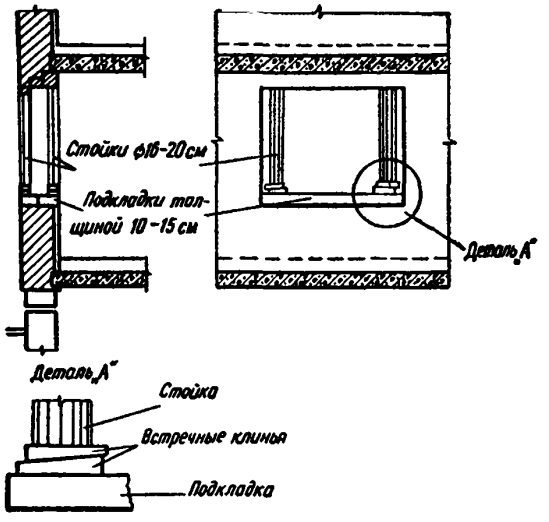


Рис. 101. Усиление простенка временными деревянными стойками

производится при центральном сжатии по формуле

$$N_{\text{ус}} = \varphi(RF + kF_{\text{см}}R_{\text{см}}), \qquad (216)$$

где $N_{\text{ус}}$ — расчетная несущая способность простенка из оттаивающей кладки, усиленного деревянными стойками;

φ — коэффициент продольного изгиба простенка без учета влияния усиления на его гибкость;

R — расчетное сопротивление сжатию зимней кладки, находящейся в стадии оттаивания;

F — площадь поперечного сечения усиляемого простенка;

k — коэффициент совместности работы деревянных стоек с оттаивающей кладкой простенка, принимается $k=0{,}6$;

$F_{\text{см}}$ — площадь поперечного сечения деревянных стоек в местах их опирания на клинья;

$R_{\text{см}}$ — расчетное сопротивление древесины поперек волокон.

Определение расчетной несущей способности простенков из оттаивающей кладки, усиленных инвентарными стальными обоймами, производится при центральном сжатии по формуле

$$N_{\text{ус.о}} = \varphi\left(R + \frac{p}{1+p}\frac{R_{\text{a}}}{100}\right)F, \qquad (217)$$

где $N_{\text{ус.о}}$ — расчетная несущая способность простенка из оттаивающей кладки, усиленного инвентарной стальной обоймой;

φ — коэффициент продольного изгиба простенка без учета влияния усиления на его гибкость;

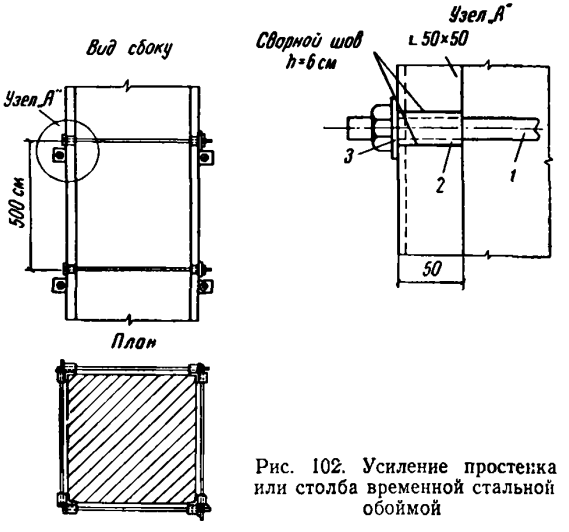


Рис. 102. Усиление простенка или столба временной стальной обоймой

R — расчетное сопротивление сжатию зимней кладки, находящейся в стадии оттаивания;

p — процент армирования элемента горизонтальными хомутами обоймы при соотношении сторон усиляемого элемента не более 2,5; p определяется по формуле

$$p = \frac{2F_{\text{a}}(a+b)}{abs}100,$$

где F_{a} — площадь поперечного сечения хомута;

a и b — длина сторон усиляемого элемента;

s — расстояние между осями хомутов обоймы;

R_{a} — расчетное сопротивление стали поперечных элементов обойм;

F — поперечное сечение усиляемого обоймой элемента.

19.5. *Способ замораживания* на обыкновенных растворах марки 25 и выше, своевре-

менно дополняемый (до перегрузки конструкций, определяемой по расчету на период оттаивания) искусственным отогреванием кладки стен нижележащих этажей (п. 19.1«г»), применяется с целью упрочнения ее за счет твердения оттаявшего раствора.

Упрочнение кладки внутренних стен, отогретых с двух сторон, или внутренних столбов, (отогретых с четырех сторон), определяется расчетом в соответствии с прочностью раствора. Последняя устанавливается по табл. 7 в зависимости от средней температуры и длительности периода согревания помещений, не включающего в себя периода оттаивания стен, который принимается равным, ориентировочно, трем суткам.

Упрочнение кладки наружных стен, отогретых с одной внутренней стороны, в зависимости от глубины оттаивания и прочности раствора на внутренней грани стены, достигнутых за период отогревания, определяется по формуле

$$R_y = R_0\omega', \qquad (218)$$

где R_y — расчетное сопротивление зимней кладки наружных стен сжатию, упрочненной односторонним отогреванием;

R_0 — расчетное сопротивление зимней оттаявшей кладки сжатию на растворе нулевой прочности;

ω' — коэффициент упрочнения кладки наружных стен, подвергавшейся одностороннему отогреванию, определяется по табл. 71.

Глубина оттаивания наружных кирпичных стен в зависимости от величины средних температур наружного и внутреннего (отогретого) воздуха, а также длительности отогревания приближенно определяется по табл. 72.

Таблица 71

Упрочнение кладки наружных стен (на растворе с применением портландцемента) односторонним отогреванием

Прочность отогретого раствора на внутренней грани наружной стены в *кг/см²*	Значение коэффициента ω' при глубине оттаивания наружных стен в % от их толщины		
	20—39	40—69	60 и более
2	1,00	1,05	1,20
4	1,00	1,05	1,20
10	1,05	1,10	1,30
15	1,10	1,20	1,50
25	1,15	1,40	1,70
50	1,20	1,60	1,90

Примечания 1. Коэффициенты упрочнения для кладки на растворе с применением шлакопортландцемента или пуццолановых портландцементов принимаются равными $\frac{\omega'+1}{2}$, где ω' — по табл. 71.

2. Прочность отогретого раствора на внутренней грани наружной стены определяется лабораторными испытаниями или ориентировочно принимается по данным табл. 7.

19.6(7.2). При разработке типовых проектов каменных зданий и сооружений должна учитываться возможность их возведения в зимних условиях. С этой целью в проектах должна указываться величина необходимой прочности раствора в нижних этажах при различной степени готовности здания (по этажам или по высоте возведенной части здания или сооружения).

Если предусматривается применение растворов с химическими добавками, твердение которых происходит на морозе постепенно, целесообразнее всего приводить в проекте таблицы минимально необходимой прочности раствора кладки в конструкциях нижних этажей строящегося здания в зависимости от степени готовности по этажам или по отметкам возводимой части стены.

19.7(7.3). Расчет несущей способности каменных конструкций, возводимых способом замораживания на растворах без химических добавок, следует производить для двух стадий их готовности:

а) основной расчет для законченного здания с учетом понижения прочности раствора и увеличения деформативности отвердевшей после оттаивания кладки в результате раннего ее замораживания при производстве работ по формулам 214 и 215.

Расчетная марка раствора зимней кладки, выполнявшейся при температуре — 3° С и выше, принимается такой же, как и летней кладки;

б) дополнительный расчет в стадии первого оттаивания конструкций при расчетной прочности оттаявшего раствора 2 *кГ/см²*, если раствор изготовлен на портландцементе и толщина стен и столбов 38 *см* и более; при нулевой прочности оттаявшего раствора, если раствор изготовлен на шлакопортландцементе или пуццолановом портландцементе, независимо от толщины стены, а также при растворе на портландцементе, если толщина стен и столбов менее 38 *см*.

При основном и дополнительном расчетах должно учитываться влияние пониженного сцепления раствора с камнем и арматурой введением в расчетные формулы дополнительных коэффициентов $m_к'$ и $m_д'$, указанных в табл. 73 (29).

Применение способа замораживания целесообразно при температурах замерзания раствора не ниже —10°, а также при более низких температурах, если по конструктивным соображениям расчетная несущая способность

Таблица 72

Глубина оттаивания кладки из сухого глиняного кирпича (числитель) или силикатного, а также влажного глиняного кирпича (знаменатель) при одностороннем отогревании стен теплым воздухом (в % от толщины стены)

Расчетная температура воздуха в *град*		Толщина стен в кирпичах																	
		2						2 1/2						3					
		Глубина оттаивания при длительности отогревания (в сутках)																	
наружного	внутреннего	1	2	3	5	10	15	1	2	3	5	10	15	1	2	3	5	10	15
−5	+15	20/10	30/20	40/30	50/40	60/60	70/60	15/5	20/20	30/30	45/45	60/55	60/70	10/20	20/25	25/30	40/30	50/45	55/50
−5	+25	30/20	50/30	60/40	70/50	80/70	80/80	20/15	30/20	45/30	55/45	70/60	75/70	20/10	30/20	40/30	50/40	65/55	75/65
−5	+35	35/30	55/45	65/55	80/70	90/80	90/85	20/20	40/30	45/45	70/60	80/75	85/85	25/20	40/30	50/40	60/50	75/70	85/85
−15	+15	10/5	20/10	30/20	30/30	30/30	30/30	5/—	15/5	20/15	30/20	30/30	40/30	5/—	10/5	20/10	25/20	30/25	40/30
−15	+25	20/10	30/30	40/30	50/40	50/50	50/50	15/5	20/20	30/20	40/30	45/40	55/45	10/5	20/10	25/25	40/30	45/45	50/45
−15	+35	30/25	40/35	50/45	60/60	60/60	60/60	20/15	30/30	40/40	55/45	60/55	60/55	20/10	25/20	40/25	45/30	60/45	60/45
−15	+50	45/35	60/50	70/55	70/60	70/65	70/70	25/25	40/30	55/45	65/55	70/60	70/70	20/20	30/25	45/40	50/50	60/60	65/60
−25	+15	—	10/10	20/10	20/10	20/20	20/20	—	5/5	15/5	15/15	20/15	20/15	—	5/5	15/5	20/10	20/20	25/20
−25	+25	10/10	20/20	30/20	30/30	40/30	40/30	5/5	20/15	20/20	30/20	40/30	40/30	5/5	20/10	25/20	30/25	40/30	40/30
−25	+35	20/20	35/30	40/35	45/40	50/40	50/40	15/15	25/25	30/30	45/40	50/40	50/45	10/10	20/20	30/25	40/30	45/40	45/45
−25	+50	25/25	40/40	50/45	55/50	60/50	60/50	25/15	40/30	45/40	55/45	60/55	60/55	10/10	30/25	40/30	50/45	50/50	50/50
−35	+25	20/10	25/15	30/20	30/20	30/20	30/20	5/—	15/10	25/15	25/15	25/25	25/25	5/5	10/10	20/10	25/20	25/25	25/25
−35	+35	20/15	30/25	35/30	40/30	40/30	40/30	15/10	25/15	30/25	40/30	40/30	40/30	10/5	25/10	30/20	40/25	40/30	40/30
−35	+50	25/20	40/30	45/35	50/40	50/40	50/40	15/15	30/25	40/30	45/40	45/45	45/45	10/10	25/20	30/25	40/40	45/45	45/45

Примечание. При определении глубины оттаивания мерзлой кладки стен, отогреваемых с одной стороны, расчетная весовая влажность кладки принята: 6% — для кладки из сухого глиняного кирпича, 10% — для кладки из силикатного или влажного глиняного (осенней заготовки) кирпича.

Таблица 73 (29)

Коэффициенты $m_к'$ и $m_а'$

Вид напряженного состояния зимней кладки	Коэффициенты	
	кладки $m_к'$	сетчатой арматуры $m_а'$
1. Сжатие отвердевшей (после оттаивания) кладки из кирпича и камней правильной формы	1,0	—
2. То же, бутовой кладки из постелистового камня	0,8	—
3. Растяжение, изгиб и срез отвердевшей кладки всех видов по растворным швам	0,5	—
4. Сжатие кладки с сетчатым армированием в стадии оттаивания	—	0,5
5. То же, отвердевшей (после оттаивания)	—	0,7

кладки используется в проектируемой конструкции не полностью (например, в малоэтажных зданиях). В этих случаях уменьшение прочности замороженной кладки может при необходимости компенсироваться повышением марки раствора на одну ступень.

При более низкой среднесуточной температуре и при высокой степени использования несущей способности кладки способ замораживания требует значительного дополнительного повышения прочности раствора или увеличения сетчатой арматуры и допускается только при отсутствии противоморозных химических добавок.

19.8(7.4). Расчет несущей способности конструкций из зимней кладки, выполненных способом замораживания и упрочненных искусственным отогреванием, следует производить с учетом достигнутого упрочнения раствора в пределах всего или части сечения конструкций.

Расчет производится с учетом указаний п. 19.1«г». Отогревание конструкций допускается только после проверки расчетом (по указаниям п. 19.7«б») их достаточной несущей способности в период искусственного оттаивания кладки.

В противном случае до начала отогревания конструкции, перегруженные на период оттаивания, должны временно усиливаться конструктивными мероприятиями — деревянными креплениями или инвентарными стальными обоймами, расчет которых производится по указаниям п. 19.4. Временные крепления разрешается удалять после набора раствором кладки прочности, величина которой является достаточной для восприятия нагрузки от вышележащей части здания, с учетом веса возводимых после упрочнения кладки этажей в течение одного зимнего периода.

19.9. Расчет несущей способности внецентренно сжатых наружных каменных стен из зимней кладки, выполненной способом замораживания на обыкновенных растворах и отогревающихся с одной (внутренней) стороны, производится:

а) при эксцентриситете приложения силы в сторону отогретой части стены — как центрально-сжатых конструкций (без учета эксцентриситета);

б) эксцентриситет в сторону неотогретой части сечения не должен быть более $e_0 \leqslant \leqslant 0{,}25\ y$, где e_0 — эксцентриситет по отношению к оси сечения стены в целом. При большем эксцентриситете необходимо временное крепление на период оттаивания.

Коэффициенты продольного изгиба для этих стен в стадии последующего оттаивания кладки неотогретой части сечения принимаются:

а) при отогревании на глубину менее 30% толщины стены, как для неотогретых, находящихся в стадии оттаивания;

б) при глубине оттаивания 30% и более толщины стены, как для стен на растворе, прочность которого принимается равной половине от достигнутой на внутренней грани стены.

Для повышения эффективности действия отогревания простенков наружных стен теплым воздухом со стороны помещения тепловые ограждения или завесы оконных и дверных проемов могут устанавливаться с наружной стороны (в плоскости или за плоскостью наружных четвертей) с таким расчетом, чтобы простенки могли отогреваться с трех сторон (с одной внутренней и с двух боковых).

В этом случае упрочнение кладки простенков, отогревавшихся с трех сторон, может определяться расчетом при прочности раствора, равной половине от его прочности, определяемой на внутренней грани стены по табл. 7, в зависимости от средней температуры и длительности нагревания воздуха помещений.

19.10(7.5). Расчет несущей способности кладки, выполняемой на растворах с химическими добавками, производится с учетом накопленной ими фактической прочности, подтвержденной лабораторными испытаниями образцов раствора, выдержанных в одинаковых с возведенными конструкциями зимних условиях.

Снижение конечной прочности раствора с химическими добавками, твердеющего при температуре ниже — 20° С, в конструкциях, работающих с использованием расчетной несущей способности кладки на 90% и более, должно компенсироваться повышением марки раствора на одну ступень.

Кроме основного, относящегося к законченному зданию или сооружению, производится также расчет для различных промежуточных стадий их загружения, определяемых темпами его возведения в зимних условиях.

При основном расчете расчетная конечная прочность зимних растворов с химическими добавками принимается равной их летней марке, если кладка выполнялась при температуре наружного воздуха не ниже—20° С, и на одну марку ниже летней, если кладка выполнена при температуре ниже —20° С. Соответственно указанному определяется и величина расчетной деформативности кладки. При основном расчете прочности кладок на растворах с химическими добавками дополнительные коэффициенты условий работы, указанные в табл. 73(29), не учитываются.

При дополнительном расчете несущей способности таких конструкций для различных стадий готовности зданий, возводимых в зимних условиях, расчетная прочность кладки принимается равной фактической прочности, определяемой по результатам испытаний образцов на растворе, выдержанных в одинаковых с конструкциями условиях. Для предварительной оценки вероятной прочности растворов с химическими добавками, накапливаемой ими в кладке за различные периоды и при различной температуре, разрешается пользоваться табл. 74.

Таблица 74

Ориентировочная расчетная прочность растворов марки 50 и выше на портландцементе с добавками поташа или нитрита натрия, твердеющих на морозе

Наименование химической добавки	Средняя температура твердения в °С	Количество добавки в % к весу цемента	Прочность раствора в % марки (ГОСТ 5802—66) при твердении на морозе в течение			
			3 сут.	7 сут.	28 сут.	90 сут.
Поташ	До —5	5	15	25	60	80
	От —6 до —15	10	10	20	50	65
	Ниже —15	15	5	10	35	50
Нитрит натрия	До —5	5	5	10	40	55
	От —6 до —15	10	3	5	30	40

Примечания: 1. При использовании нитрита натрия в виде жидкого продукта, а также при применении шлакопортландского или пуццоланового цементов данные табл. 74 снижаются на 20% (умножаются на коэффициент 0,8).

2. При меньшем количестве химических добавок, чем указано в табл. 74, а также при растворах на смешанных цементах (шлаковых и пуццолановых) их прочность определяется испытанием контрольных образцов, которые должны изготовляться при возведении конструкций и выдерживаться в одинаковых с ними температурных условиях.

В процессе возведения зданий предварительно принимаемая расчетная прочность растворов по табл. 74 должна обязательно подтверждаться данными лабораторных испытаний их фактической прочности. При фактической прочности растворов, меньшей, чем определенная по табл. 74, дальнейшее загружение конструкций должно прекращаться до тех пор, пока растворы не приобретут необходимой прочности. При выявлении значительных перегрузок конструкций последние должны усиливаться конструктивно (п. 19.1«в»).

19.11(7.6). Зимнюю кладку, выполняемую способом замораживания на растворах без химических добавок, не допускается применять для конструкций:

а) из бутобетона и рваного бута;

б) подвергающихся в стадии оттаивания вибрации или значительным динамическим нагрузкам;

в) подвергающихся в стадии оттаивания воздействию поперечных нагрузок, величина которых превышает 10% продольных;

г) с эксцентриситетами в стадии оттаивания, превышающими 0,25 y для свободно стоящих конструкций, не имеющих верхней опоры, и 0,7y при наличии верхней опоры;

д) с отношением высот стен (столбов) к их толщинам β, превышающим в стадии оттаивания значения β, установленные для кладок IV группы (см. пп. 9.2(6.9)—9.6(6.12)).

Для конструкций, не имеющих верхней опоры (см. п. 9.8(6.13)), предельные отношения следует уменьшать в два раза и принимать не более $\beta=6$. В случае превышения предельно допускаемой гибкости конструкции должны усиливаться временными креплениями, обеспечивающими их устойчивость в период оттаивания.

19.12(7.7). Зимнюю кладку на растворах с добавками поташа не допускается применять для помещений с влажностью воздуха более 60%, а с добавками нитрита натрия — с влажностью воздуха более 75%.

Для кладки конструкций, подвергающихся постоянному воздействию положительных температур выше 40° С, расположенных в зонах переменного уровня воды и под водой и не имеющих специальной защитной гидроизоляции, а также находящихся в непосредственной близости (ближе 100 *м*) к источникам тока высокого напряжения, не следует применять растворы с химическими добавками.

Кладку из силикатного кирпича на растворах с добавками поташа допускается применять в стенах толщиной не менее 38 *см*; при этом должен применяться кирпич марки по-

прочности на сжатие не ниже 100 и морозостойкостью не ниже Мрз 25. Содержание поташа в растворах должно быть не более 10% веса цемента. В стенах, где силикатный кирпич применяется только для облицовки толщиной $^1/_2$ кирпича, толщина стен не ограничивается.

Расчетные сопротивления кладок из силикатных материалов на растворах с добавками поташа следует принимать пониженными в соответствии с требованиями п. 3.6(3.2).

Ограничения области применения силикатного кирпича в стенах, выполняемых на растворах с добавками поташа, введены вследствие возможности коррозии пористых силикатных материалов в местах их контактов с растворами, содержащими большое количество поташа (более 10% веса цемента).

19.13(7.8). При проектировании каменных стен с облицовками из плит или камней увеличенной высоты, выполняемыми одновременно с кладкой в зимних условиях, необходимо учитывать различную деформативность облицовочных слоев и кладки стен и в проекте указывать мероприятия, исключающие возможность образования трещин и отслоений облицовки от основной кладки стен.

Кроме того, при проектировании каменных и крупноблочных зданий с внутренним каркасом необходимо учитывать различные деформации стен и каркасов и принимать конструктивные меры, предупреждающие появление перекосов или деформаций стен и перекрытий.

С этой целью каменные и крупнопанельные самонесущие стены могут соединяться с элементами примыкающего к ним каркаса гибкими стальными связями, защищенными от коррозии.

При проектировании узлов примыкания разнонагруженных каменных стен друг к другу или несущих пилястр к самонесущим стенам, связь их между собой, помимо перевязки, должна усиливаться армированием горизонтальных швов конструктивными сетками из проволоки диаметром 4—6 *мм*, расположение которых по высоте должно определяться с учетом характера действующих усилий (местные или равномерно распределенные).

19.14(7.9). В проектах зданий или сооружений, каменные конструкции которых будут возводиться зимой, необходимо указывать:

а) предельные высоты стены, которые могут быть допущены в период оттаивания раствора;

б) временные крепления конструкций на период их оттаивания;

в) способы усиления конструкций стен нижних этажей, если возникает необходимость в таком усилении;

г) требования к минимальной прочности раствора с химическими добавками (см. п. 19.1(7.1)).

Эти указания могут быть различными при разных способах возведения стен в зимних условиях, а именно:

1) при кладке конструкций способом замораживания на обыкновенных растворах в проекте должны быть указаны:

а) предельные высоты стен, допускаемые для кладки в зимний период, которые определяются расчетом их несущей способности в период оттаивания;

б) временные крепления каменных конструкций, гибкость которых превышает допускаемую для оттаивающей кладки, а также, в случае необходимости, размеры осадочных зазоров над конструкциями неизменяемой высоты, расположенными в стене (например, над оконными коробками и т. п.);

в) способы временного усиления конструкций нижних этажей из зимней кладки на период оттаивания, если проектом допускается зимой превышать предельные высоты стен, указанные в подпункте «а»;

2) при кладке стен способом замораживания, дополняемым упрочнением ее зимой искусственным отогреванием:

а) предельные высоты стен, допускаемые для кладки способом замораживания до начала их отогревания в нижних этажах:

б) требования к прочности отогретой кладки нижних этажей в соответствии с допускаемым нагружением ее весом вышележащей части здания;

3) при кладке стен на растворах с химическими добавками, твердеющими на морозе, — требования к минимальной прочности раствора в соответствии с необходимой расчетной несущей способностью конструкций нижних этажей при различном загружении их в процессе возведения здания.

ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ИСКУССТВЕННЫХ СТЕНОВЫХ МАТЕРИАЛОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

№ п.п.	Материал	ГОСТ, ТУ, нормаль	Размеры изделий в *мм* (длина×ширина×высота)	Марка по прочности	Объемный вес в *кг/м³*		Морозостойкость Мрз, не менее	Коэффициент теплопроводности кладки в *ккал/м·ч·град* для условий эксплуатации	
					камня, изделий	кладки		А	Б
	Камни керамические и бетонные								
1	Камни керамические пустотелые стеновые пластического прессования с 7 или 18 пустотами	ГОСТ 6328—55*	250×120×138	150, 125, 100, 75 и 50	Не более 1400	1470	15	Тычок Ложок	0,55** 0,46 0,65
2	Камни керамические лицевые пустотелые	ГОСТ 7484—69	250×120×140	150, 125, 100 и 75	1400	1470	25	Тычок Ложок	0,46 0,65
3	Камни из ячеистых бетонов	МРТУ 7-20-69	590×(200, 250, 300)×198 590×(200, 250, 300)×98	100, 75, 50, 35 и 25	600 800 1000	720 900 1100	35 и 25		0,18 0,25 0,35
					Бетон	Камень			
4	Камни бетонные: а) с щелевидными пустотами	ГОСТ 6133—52	390×190×188	100, 75 50, 35 и 25	1500 1800 2200	1100 1300 1600	15		0,37 0,45 0,60
		То же	390×90×188	100, 75 50, 35 и 25	1500 1800 2200	1200 1450 1750	15		0,43 0,51 0,71
	б) трехпустотные со сквозными пустотами	ГОСТ 6928—54*, нормаль Минтяжстроя НР 134—50	390×190×188	75, 50, 35 и 25	1500 1800 2200	900 1100 1900	15		0,61 0,69 0,83
	Кирпич								
5	Кирпич глиняный пустотелый пластического прессования: а) с 13 пустотами	ГОСТ 6316—55*	250×120×88	150, 125	Класса А-1300		15		0,6**
			250×120×65	100 и 75	Класса Б-1450				0,65**
	б) с 19 и 32 пустотами	То же	250×120×88	150, 125,	Класса А-1300		15		0,55**
			250×120×65	100 и 75	Класса Б-1450				0,6**
	в) с 78 пустотами	»	250×120×88	100, 150, 125 и 75	Класса А-1300		15		0,48**
			250×120×65	100, 150, 125 и 75	Класса Б-1550				0,55**
6	Кирпич пустотелый полусухого прессования	ГОСТ 530—71	250×120×88	150, 125,	1500		15		0,7**
			250×120×65	100 и 75					

№ п. п.	Материал	ГОСТ, ТУ, нормаль	Размеры изделий в *мм* (длина×ширина×высота)	Марка по прочности	Объемный вес в *кг/м³*		Морозостойкость Мрз, не менее	Коэффициент теплопроводности кладки в *ккал/м·ч·град* для условий эксплуатации	
					камня, изделий	кладки		А	Б
					Кирпич	Кладка			
7	Кирпич строительный из трепелов и диатомитов	ГОСТ 648—73	250×120×65 250×120×88	200, 150, 125. 100, 75	700 800 1000 1200 1400	950 1000 1200 1350 1500			0,35** 0,38** 0,45** 0,5** 0,6**
8	Кирпич глиняный обыкновенный:								
	а) пластического прессования	ГОСТ 530—71	250×120×65 250×120×88	300, 250 200, 150, 125 100 и 75		Кладка 1800	15, 25, 35, 50	0,6**	0,7**
	б) полусухого прессования	То же	250×120×65 250×120×88	300, 250, 200, 150, 125, 100, 75		Кладка 1800	15, 25 35 и 50	0,6**	0,7**
9	Кирпич силикатный:					Кладка 1800			
	а) рядовой	ГОСТ 379—69	250×120×88 250×120×65	250, 200 150, 125, 100 и 75	—	1900	15	0,65**	0,75**
	б) лицевой	То же	250×120×88 250×120×65	250, 200 150 и 125	—	1900	50, 35 и 25	0,65**	0,75**
	Грунтовые материалы								
10	Грунтобетонные камни	—	250×125×140	50, 35 и 25		1800 2000	— —	— —	0,7 0,8
11	Грунтобетон	—	—	75, 50 и 35		1600 1800	— —	— —	0,62 0,7
12	Саман	—	—	25, 15 и 10		1600	—	0,5	0,6
	Материалы, применяемые для теплоизоляции								
13	Легкие бетоны:								
	а) керамзитобетон	ГОСТ 11050—64	—	10—50		400 600 800 1000 1200 1400 1600	— —	0,12 0,17 0,2 0,25 0,35 0,45 0,55	0,15 0,2 0,25 0,3 0,4 0,5 0,65
	б) перлитобетон	То же		10—25		400 600 800 1000		0,1 0,12 0,18 0,23	0,13 0,15 0,22 0,28
	в) бетоны на аглопорите и топливных шлаках	—		10—50		800 1000 1200 1400 1600 1800		0,25 0,3 0,4 0,5 0,6 0,7	0,3 0,35 0,45 0,55 0,65 0,8

№ п.п.	Материал	ГОСТ, ТУ, нормаль	Размеры изделий в *мм* (длина× ×ширина× ×высота)	Марка по прочности	Объемный вес в *кг/м³*		Морозостойкость Мрз, не менее	Коэффициент теплопроводности кладки в *ккал/м·ч·град* для условий эксплуатации	
					камня, изделий	кладки		А	Б
	Легкие бетоны:								
	г) шлакобетон на доменных гранулированных шлаках	—			1000 1200 1600 1800			0,3 0,4 0,5 0,6	0,35 0,45 0,56 0,7
14	Плиты гипсовые с органическими заполнителями	ГОСТ 1007—41 и 1008—41			500 700			0,15 0,18	0,17 0,2
15	Блоки из гипса	ТУ 21-02-457-69	—		1100			0,3	0,35
		ТУ 55—67	—		1200			0,35	0,4
16	Плиты гипсобетонные:								
	а) на доменных гранулированных шлаках				1000			0,28	0,32
	б) на топливных шлаках				1300			0,4	0,48
17	Плиты из ячеистого бетона	ГОСТ 5742—61	Длина 1000, ширина 500, толщина 80—200	Не менее 8 12	Марка А—400 Б—500			0,11 0,135	0,12 0,15
18	Минеральная вата	ГОСТ 4640—66			150 200 400			0,04 0,044 0,08	0,042 0,047 0,1
	То же, уплотненная в стене								
19	Изделия минераловатные на битумной связке:								
	а) плиты мягкие и полужесткие	ГОСТ 12394—66	Длина 1000, ширина 500, толщина 50, 60, 70 и 80		100 200 300			0,042 0,052 0,063	0,045 0,058 0,07
	б) плиты жесткие	ГОСТ 10140—71	Длина 1000, ширина 500, толщина 40, 50, 60 и 70		300 400			0,062 0,072	0,065 0,075
20	Изделия минераловатные на синтетическом связующем:								
	а) мягкие плиты и маты	ГОСТ 9573—72			50 75			0,038 0,04	0,4 0,042
	б) плиты полужесткие	То же			100 125			0,042 0,044	0,045 0,047
	в) плиты жесткие	»			150			0,045	0,050

№ п п.	Материал	ГОСТ, ТУ, нормаль	Размеры изделий в *мм* (длина × ×ширина× ×высота)	Марка по прочности	Объемный вес в *кг/м³*		Морозостойкость Мрз, не менее	Коэффициент теплопроводности кладки в *ккал/м·ч·град* для условий эксплуатации	
					камня, изделий	кладки		А	Б
21	Фибролит на портландцементе	ГОСТ 8928—70	2000×500× ×(25.50, 75 и 100) 2400×550× ×(60, 75 и 100)		300 400 500			0,1 0,12 0,15	0,13 0,15 0,20
22	Плиты камышитовые	ГОСТ 7483—58	Длина 2400, 2600 и 2800, ширина 550, 950, 1150 и 1500, толщина 30, 50, 70 и 100		250 350			0,06 0,08	0,08 0,12
23	Минеральные засыпки:								
	а) шлаки топливные	—	—	—	700 1000			0,15 0,20	0,19 0,25
	б) шлаки доменные гранулированные	—	—	—	500 700 900 —			0,12 0,15 0,18	0,14 0,18 0,22
	в) природная пемза или туф (засыпки)	—	—	—	400 600			0,12 0,15	0,15 0,20
	г) щебень из доменного шлака	ГОСТ 5578—65	—	—	500 900			0,12 0,18	0,14 0,22
	д) пемза шлаковая	ГОСТ 9760—61	—	—	400 600 800			0,12 0,15 0,18	0,14 0,18 0,22
	е) керамзит	—	—	—	300 500 900			0,11 0,15 0,3	0,13 0,18 0,35
	ж) перлит вспученный	ГОСТ 10832—64*	—	—	—	100 200	— —	0,045 0,065	0,05 0,07
	з) песок сухой	ГОСТ 8736—67	—	—	—	1700	—	0,4	0,5

** *Показатели теплопроводности относятся к кладке.*

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ОБЪЕМНЫЕ ВЕСА И ПРЕДЕЛЫ ПРОЧНОСТИ ПРИРОДНЫХ КАМНЕЙ ИЗ РАЗЛИЧНЫХ ГОРНЫХ ПОРОД

№ п.п.	Камень	Объемный вес в *кг/м³*	Пределы прочности в *кг/см²* от	Пределы прочности в *кг/см²* до	Наиболее распространенные марки камня
1	Известняк плотный, прочный	2000—2600	150	2000	200, 300, 400, 600
2	Мрамор	2500—2800	600	2000	600, 800, 1000
3	Песчаник	2100—2800	200	1000	300, 400, 500, 600, 800
4	Гранит	2500—2800	1000	3000	1000
5	Сиенит	2500—2900	1000	2000	1000
6	Диабаз	3000	2000	3000	2000
7	Базальт плотный	2700—3300	1000	3000	1000
8	Туф артикский	900—1500	75	150	75, 100
9	Известняки пильные малой прочности:				
	а) крымский желтый (евпаторийский)	900—1200	4	15	4, 7, 10
	б) крымский белый (керченский)	1200—1400	7	25	7, 10, 15
	в) одесский	1100—1300	7	15	7, 10, 15
	г) молдавский	1400—1600	15	50	15, 25, 35
	д) бакинский: пористый	1300—1400	10	15	10, 15
	более плотный	1500—2000	25	150	35, 50, 75, 100, 150
	е) крымский типа инкерманского	1800—2000	50	150	50, 75, 100

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЧНОСТИ КИРПИЧА

Марка	Пределы прочности кирпича, не менее, в *кг/см²*																	
	глиняного обыкновенного				глиняного пустотелого		силикатного		строительного из трепелов и диатомитов				шлакового		лицевого			
	пластического прессования		полусухого прессования		пластического прессования				пластического прессования		полусухого прессования				пластического прессования		полусухого прессования	
	средний	наименьший	средний	наименьший	средний	наименьший	средний	наименьший	средний	наименьший	средний	наименьший	средний	наименьший	средний	наименьший	средний	наименьший
При сжатии																		
300	300	250	300	250	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	300	250	300	250
250	250	200	250	200	—	—	250	190	—	—	—	—	—	—	250	200	250	200
200	200	150	200	150	—	—	200	150	200	150	200	150	—	—	200	150	200	150
150	150	125	150	125	150	125	150	112	150	125	150	125	—	—	150	125	150	125
125	125	100	125	100	125	100	125	95	125	100	125	100	—	—	125	100	125	100
100	100	75	100	75	100	75	100	75	100	75	100	75	—	—	100	75	100	75
75	75	50	75	50	75	50	75	56	75	50	75	50	75	60	75	50	75	50
50	—	—	—	—	50	35	—	—	—	—	—	—	50	40	—	—	—	—
35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	25	20	—	—	—	—
При изгибе																		
300	44	22	34	17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	40	21	34	19
250	40	20	30	15	—	—	35	26	—	—	—	—	—	—	36	19	30	17
200	34	17	26	13	—	—	32	24	34	17	26	13	—	—	34	17	26	13
150	28	14	20	10	20	10	27	20	28	14	20	10	—	—	28	14	20	10
125	25	12	18	9	18	9	24	18	25	12	18	9	—	—	25	12	18	9
100	22	11	16	8	16	8	20	15	22	11	16	8	—	—	22	11	16	8
75	18	9	14	7	14	7	16	12	18	9	14	7	—	—	18	9	14	7
50	—	—	—	—	12	6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

ВЯЖУЩИЕ И СОСТАВЫ РАСТВОРОВ

1. Выбор вяжущих при приготовлении растворов для каменных кладок, изготовления крупных панелей и блоков из кирпича и камней и монтажа крупнопанельных, бетонных и каменных стен в летних условиях следует производить в соответствии с указаниями глав СНиП I-В.2-69 «Вяжущие материалы неорганические и добавки для бетонов и растворов», I-В.27-62 «Защита строительных конструкций от коррозии. Материалы и изделия, стойкие против коррозии», Указаниями по приготовлению и применению строительных растворов» (СН 290-64) и данными, приведенными в табл. 75.

Таблица 75

Вид вяжущих для растворов

Вид вяжущих	
Рекомендуемые к применению	**Допускаемые к применению**
1. Для надземных конструкций при относительной влажности воздуха помещений до 60% и для фундаментов в маловлажных грунтах	
Марка раствора 25 и выше	
Портландцемент Пластифицированный и гидрофобный портландцементы Шлакопортландцемент	Пуццолановый портландцемент Цемент для строительных растворов Известково-шлаковые вяжущие
Марка раствора 10 и ниже	
Известь воздушная и гидравлическая Известково-шлаковые вяжущие Романцемент Цемент для строительных растворов	Известково-пуццолановые вяжущие и известково-зольные вяжущие
2. Для надземных конструкций при относительной влажности воздуха помещений свыше 60% и для фундаментов в очень влажных и насыщенных водой грунтах	
Марка растворов 25 и выше	
Пуццолановый портландцемент Шлакопортландцемент Пластифицированный и гидрофобный портландцементы Портландцемент	Цемент для строительных растворов Известково-шлаковые вяжущие
Марка растворов 10	
Цемент для строительных растворов Известково-шлаковые вяжущие Романцемент	Известково-пуццолановые вяжущие и известково-зольные вяжущие Известь гидравлическая

Продолжение табл. 75

Вид вяжущих	
Рекомендуемые к применению	**Допускаемые к применению**
3. Для фундаментов при агрессивных и текучих водах (независимо от марки раствора)	
Сульфатостойкий портландцемент	Пуццолановый портландцемент
4. Для изготовления крупных блоков и панелей из кирпича и камней и монтажа крупноблочных и крупнопанельных бетонных и каменных стен	
Марка растворов 25 и выше	
Портландцемент Пластифицированный и гидрофобный портландцементы	Шлакопортландцемент Пуццолановый портландцемент

Примечание. Цемент для строительных растворов, романцемент, а также известково-шлаковые, известково-пуццолановые и известково-зольные вяжущие применяются в растворах низких марок (25 и ниже).

2. Пуццолановый портландцемент и шлакопортландцемент не рекомендуется применять для надземных конструкций в районах с жарким и сухим климатом в связи с возможным обезвоживанием раствора, в результате чего может быть получено снижение прочности раствора. Растворы на указанных цементах при температуре ниже +15° С имеют замедленное твердение по сравнению с растворами на портландцементе, что необходимо учитывать по указанию п. 2.2.6.

3. Применение цемента для строительных растворов, а также известково-шлаковых и известково-пуццолановых вяжущих при температурах +10° С и ниже не рекомендуется вследствие сильного замедления твердения раствора. Растворы на указанных вяжущих не допускается применять в жарком и сухом климате без тщательного соблюдения влажностного режима твердения. Для ускорения твердения и сохранения прочности во времени растворов на известково-шлаковом и известково-пуццолановом вяжущих рекомендуется добавка портландцемента в количестве 15—25% по объему вяжущего с одновременным увеличением дозировки песка на 15—25%.

4. Для получения удобоукладываемых цементных растворов в их состав вводят неорганические пластификаторы (известь или глину) или органические пластификаторы микропенообразователя (мылонафт, подмыльный щелок и др.).

Примечание. При применении цементных растворов без добавок извести и глины расчетные сопротивления кладки из кирпича всех видов и керамических камней в соответствии с указаниями главы СНиП II-В.2-71 снижаются на 15%, а при применении цементных растворов без добавок извести и глины с органическими пластификаторами-микропенообразователями — на 10%. При полном использовании расчетных сопротивлений растворы с органическими пластификаторами-микропенообразователями применять не рекомендуется.

5. При применении цементно-глиняных растворов для надземных конструкций при относительной влажности воздуха помещений до 60% и для кладки фундаментов в маловлажных грунтах отношение объема глиняного теста к объему цемента должно быть:

а) в зданиях I и II степени долговечности — не более 1 : 1;

б) в зданиях III степени долговечности — не более 1,5 : 1.

При применении цементно-глиняных и цементно-известковых растворов для надземных конструкций при относительной влажности воздуха помещений свыше 60% и для кладки фундаментов в очень влажных и насыщенных водой грунтах отношение объема глиняного или известкового теста к объему цемента должно быть:

а) в зданиях I и II степени долговечности — не более 0,7 : 1;

б) в зданиях III степени долговечности — не более 1 : 1.

Примечание. Применение добавок извести и глины в растворах ниже уровня грунтовых вод не допускается.

6. Органические пластификаторы-микропенообразователи применяются в растворах на клинкерных цементах и природных песках. Объемный вес раствора не должен снижаться более чем на 6% по сравнению с объемным весом цементно-известкового раствора аналогичного состава.

Составы растворов

7. Составы растворов с применением вяжущих различных видов для зданий I, II и III степени долговечности приведены в табл. 76.

8. Расход вяжущего в *кг* на 1 $м^3$ песка для растворов различных марок приведен в табл. 77.

9. Расходы вяжущего на 1 $м^3$ песка в зависимости от требуемой степени долговечности и влажностных условий, в которых находится здание или сооружение во время эксплуатации, должны быть не ниже приведенных в табл. 78.

Таблица 76

Составы растворов с применением вяжущих различных видов для зданий I, II и III степеней долговечности

Марка вяжущего	Составы в объемной дозировке для растворов марок							
	200	150	100	75	50	25	10	4
1. Составы растворов для надземных конструкций при относительной влажности воздуха помещений до 60% и для фундаментов в маловлажных грунтах								
Цементно-известковые растворы								
500	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,7:6	—	—	—	—
400	1:0,1:2	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,5:5	1:1:8	—	—	—
300	—	1:0,1:2	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,7:6	1:1,7:12	—	—
200	—	—	—	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:1,2:9	—	—
150	—	—	—	—	—	1:0,3:3,5	1:1,2:9	1:1,7:12
100	—	—	—	—	—	1:0,1:2	1:0,5:5	1:1,2:9
50	—	—	—	—	—	—	1:0,1:2,5	1:0,7:6
25	—	—	—	—	—	—	—	1:0,2:3
Цементно-глиняные растворы								
500	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,7:6	—	—	—	—
400	1:0,1:2	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,5:5	1:1:8	—	—	—
300	—	1:0,1:2	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,7:6	1.1:11* / 1:1,5:12	—	—
200	—	—	—	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:1:9* / 1:1,2:9	—	—
150	—	—	—	—	—	1:0,3:3,5	1:1:9* / 1:1,2:9	1:1:9* / 1:1,5:12
100	—	—	—	—	—	1:0,2:2	1:0,5:5	1:0,9:7* / 1:1,2:9
50	—	—	—	—	—	—	1:0,1:2.5	1:0,7:6
25	—	—	—	—	—	—	—	1:0,2·3
2. Составы растворов для надземных конструкций при относительной влажности воздуха помещений свыше 60% и для фундаментов в очень влажных и насыщенных водой грунтах								
Цементно-известковые растворы								
500	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,7:6	—	—	—	—
400	1:0,2:2	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,5:5	1:0,7:8* / 1:1·8			

Продолжение табл. 76

Марка вяжущего	Составы в объемной дозировке для растворов марок							
	200	150	100	75	50	25	10	4
300	—	1:0,1:2	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,7:6	1:0,7:11* / 1:1:11	—	—
200	—	—	—	1:0,2:3	1:0,4:5	1:0,7:9* / 1:1:9	—	—
150	—	—	—	—	—	1:0,3:3,5	1:0,7:9* / 1:1:9	—
100	—	—	—	—	—	1:0,1:2	1:0,5:5	1:0,7:9* / 1:0,9:7
Цементно-глиняные растворы								
500	1:0,1:2,5	1:0,2:3	1:0,4:4,5	1:0,7:6	—	—	—	—
400	1:0,1:2	1:0,1:2,5	1:0,3:4	1:0,5:5	1:0,7:7,5 / 1:1:8	—	—	—
300	—	1:0,1:2	1:0,2:3	1:0,3:4	1:0,7:6	1:0,7:8,5* / 1:1:11	—	—
200	—	—	—	1:0,2:3	1:0,4:5	1:0,7:8,5* / 1:1:9	—	—
150	—	—	—	—	—	1:0,3:3,5	1:0,7:7* / 1:1:9	—
100	—	—	—	—	—	1:0,1:2	1:0,5:5	1:0,7:6* / 1:0,9:7
3. Составы цементных растворов для фундаментов и других конструкций, расположенных ниже уровня грунтовых вод в зданиях I, II и III степеней долговечности								
500	1:2,5	1:3	1:4,5	1:6	—	—	—	—
400	1:2	1:2,5	1:4	1:5	—	—	—	—
300	—	1:2	1:3	1:4	1:6	—	—	—
200	—	—	—	1:3	1:4,5	—	—	—

* В числителе приведены составы для зданий I и II степеней долговечности, а в знаменателе — для зданий III степени долговечности.

Примечания: 1. Объемные веса вяжущих при установлении составов растворов приняты: для марок 200—500—1100 *кг/м*³, для марки 150—900 *кг/м*³ и для марок 25—100—700 *кг/м*³.

2. Дозировка извести принята в виде теста объемного веса 1400 *кг/м*³, а дозировка глины — в виде теста с глубиной погружения в него стандартного конуса на 13—14 *см*.

3. Песок принят с естественной влажностью 1—3%, удовлетворяющий требованиям главы СНиП I-В.1-62 и ГОСТ 8736—67 «Песок для строительных работ. Общие требования».

Таблица 77

Расход вяжущего в *кг* на 1 *м*³ песка

Вяжущее	Марка вяжущего	Марка раствора							
		200	150	100	75	50	25	10	4
Цемент по ГОСТ 10178—62*	500	440	365	240	180	—	—	—	—
	400	550	440	280	220	140	—	—	—
	300	—	550	360	270	180	90	—	—
	200	—	—	—	360	240	120	—	—
Вяжущее по ГОСТ 2544—44*	150	—	—	—	—	—	240	100	75
	100	—	—	—	—	—	350	140	75
	50	—	—	—	—	—	—	280	115
	25	—	—	—	—	—	—	—	250

Таблица 78

Минимальный расход вяжущего на 1 *м*³ песка для растворов различного назначения

№ п.п.	Назначение растворов	Растворы	Минимальные расходы вяжущего в *кг* на 1 *м*³ песка при степени долговечности зданий	
			I и II	III
1	Надземные конструкции при относительной влажности воздуха помещений до 60% и фундаменты в маловлажных грунтах	Цементно-известковые . . .	75	75
		Цементно-глиняные . . .	100	75
		Цементные с органическими пластификаторами	100	75

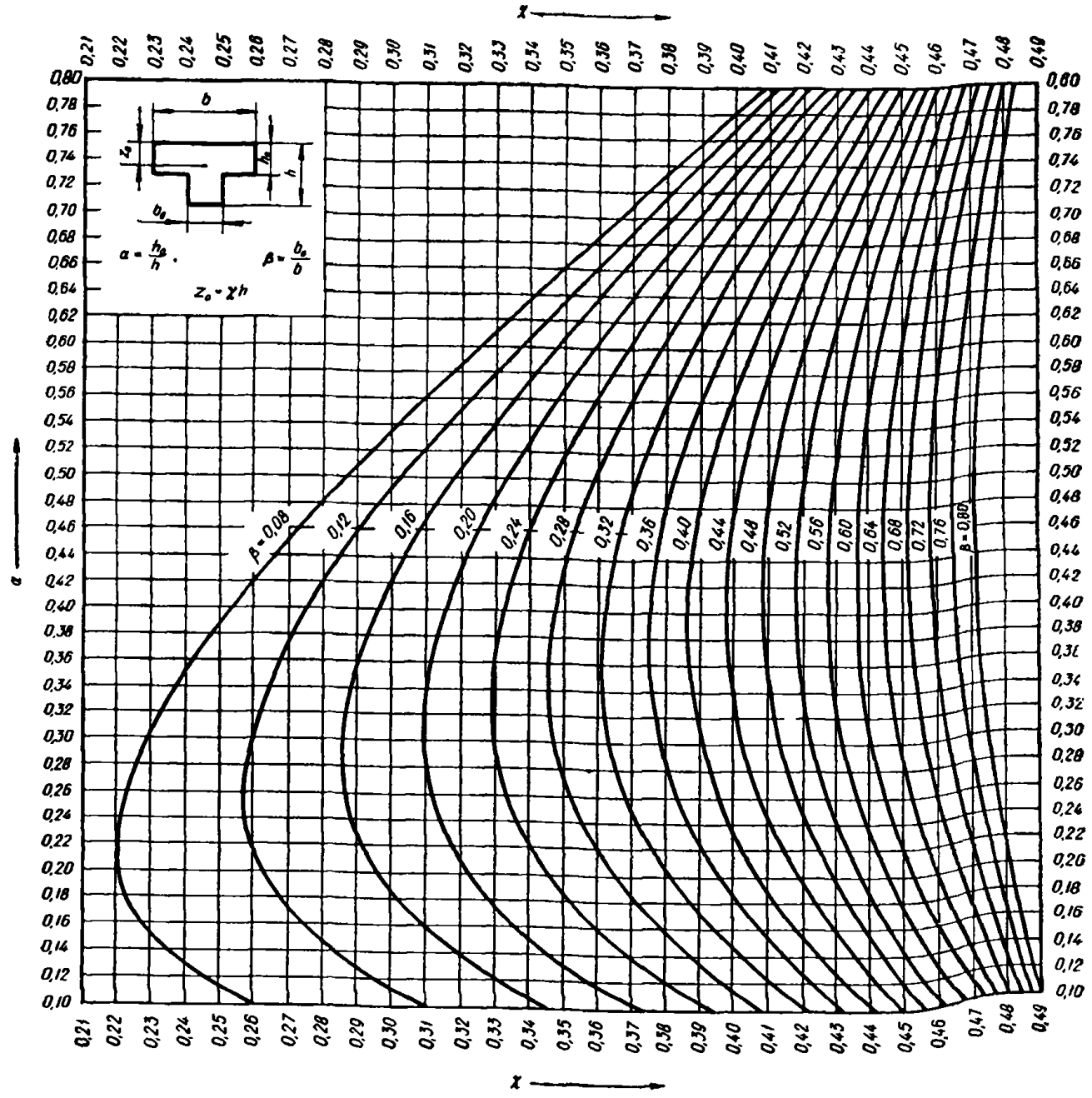
Продолжение табл. 78

№ п.п.	Назначение растворов	Растворы	Минимальные расходы вяжущего в *кг* на 1 *м*³ песка при степени долговечности зданий	
			I и II	III
2	То же, свыше 60% и фундаменты в очень влажных и насыщенных водой грунтах	Цементно-известковые . . .	100	100
		Цементно-глиняные	125	100
		Цементные с органическими пластификаторами	125	100

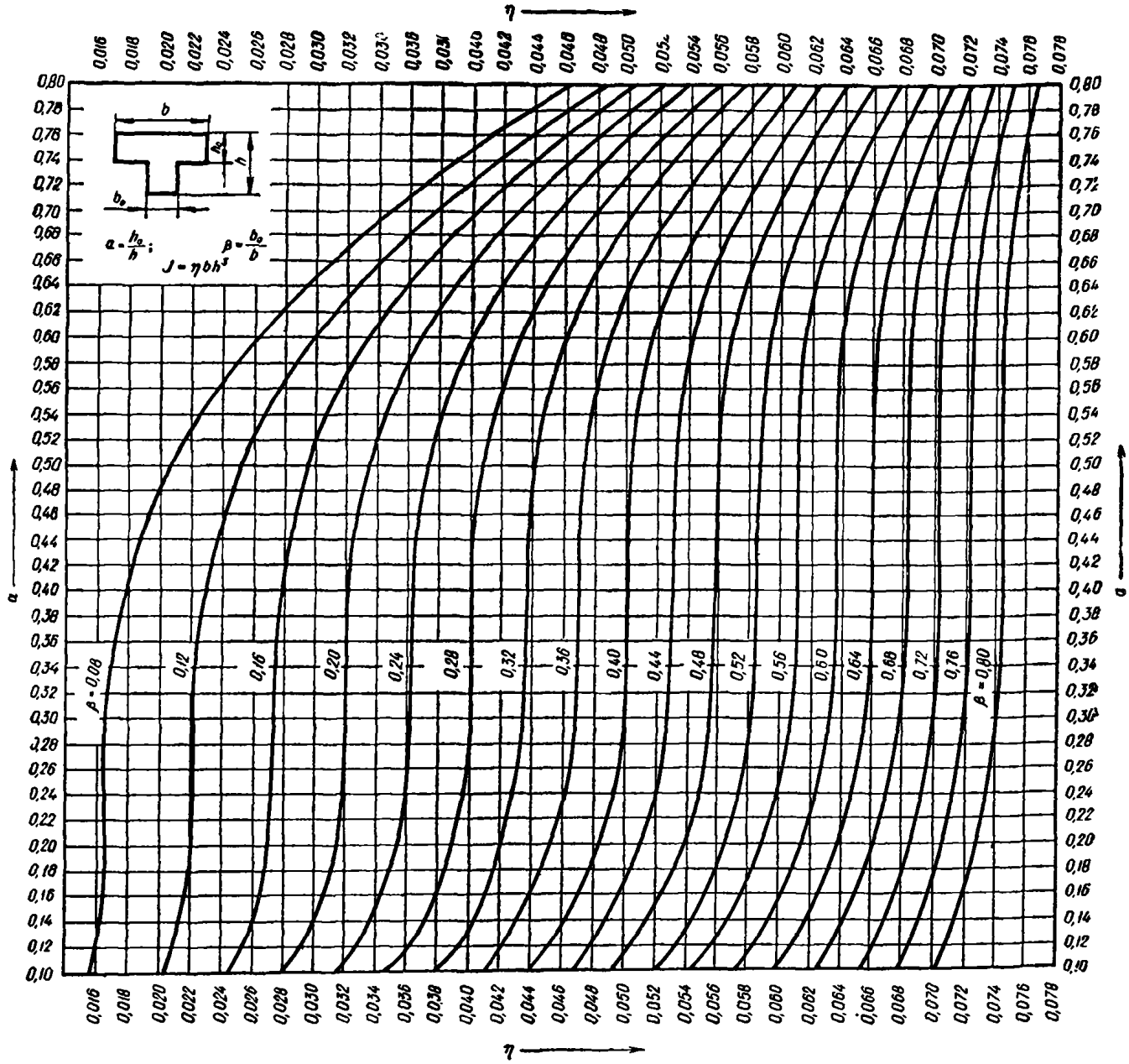
ПРИЛОЖЕНИЕ 5

ГРАФИКИ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОЛОЖЕНИЯ ЦЕНТРА ТЯЖЕСТИ И МОМЕНТОВ ИНЕРЦИИ ТАВРОВЫХ СЕЧЕНИЙ

А. ГРАФИК ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОЛОЖЕНИЯ ЦЕНТРА ТЯЖЕСТИ



Б. ГРАФИК ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ МОМЕНТОВ ИНЕРЦИИ



ПРИЛОЖЕНИЕ 6

ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ РАСЧЕТНОЙ СЖАТОЙ ЧАСТИ ПЛОЩАДИ СЕЧЕНИЯ КЛАДКИ ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННОМ СЖАТИИ

1. В общем случае для сложных типов внецентренно сжатых поперечных сечений положение границы расчетной сжатой части сечения определяется из условия равенства нулю статического момента этой части сечения относительно оси, проходящей через точку приложения сжимающей силы.

2. Для таврового сечения расстояние от точки приложения силы до границы расчетной сжатой зоны x определяется по формулам:

а) при эксцентриситете в сторону полки (рис. 103)

$$x = \sqrt{\frac{b_1 c}{b_2}(2e' - c) + (e' - c)^2}\,.$$

Если $e' \leqslant \frac{c}{2}$, то в сжатую часть будет входить только часть полки, симметричная относительно точки приложения силы N; в этом случае

$$x = e';$$

б) при эксцентриситете в сторону ребра (рис. 104).

$$x = \sqrt{\frac{b_2 d}{b_1}(2e'' - d) + (e'' - d)^2}\,;$$

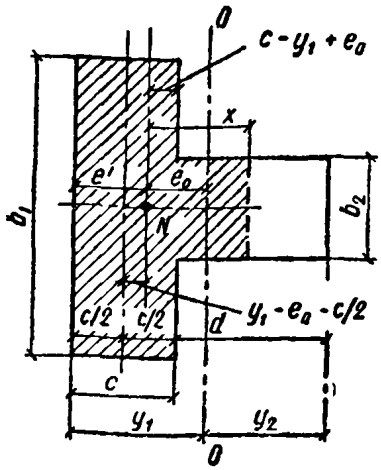


Рис. 103. Эксцентриситет в сторону полки

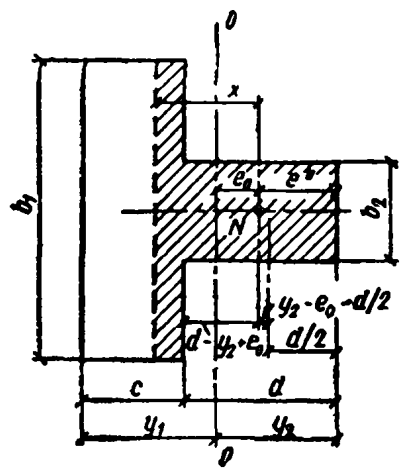


Рис. 104. Эксцентриситет в сторону ребра

При

$$e'' \leqslant \frac{d}{2}; \quad x = e''.$$

Примечание. Для случая больших эксцентриситетов ($e_0 > 0{,}45y$) можно принимать для таврового сечения приближенно

$$F_c = 2b(y - e_0),$$

где b — ширина сжатой полки или стенки таврового сечения в зависимости от направления эксцентриситета.

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

ФОРМУЛЫ ДЛЯ ВЫЧИСЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА K, УЧИТЫВАЮЩЕГО ВЛИЯНИЕ НЕРАВНОМЕРНОСТИ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ КАСАТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ НА ДЕФОРМАЦИИ ИЗГИБАЕМОГО ЭЛЕМЕНТА (ДЛЯ СЕЧЕНИЙ, СОСТОЯЩИХ ИЗ НЕСКОЛЬКИХ ПРЯМОУГОЛЬНИКОВ В ПЛАНЕ)

Коэффициент K характеризует влияние неравномерности распределения касательных напряжений в сечении на деформации и прогибы от воздействия поперечных сил при изгибе балки в плоскости yz (рис. 105). Формула для определения K

$$K = \frac{F}{J_0^2} \int_{y_2}^{y_1} \frac{S^2(y)\,dy}{b(y)}, \qquad (219)$$

где F и J_0 — площадь сечения и момент инерции относительно оси x, проходящей через центр тяжести сечения;

$S(y)$ — статический момент части площади сечения от уровня y до края сечения (рис. 105) относительно оси сечения;

$b(y)$ — ширина сечения на уровне y;

y_1 и y_2 — ординаты верхней и нижней границы сечения.

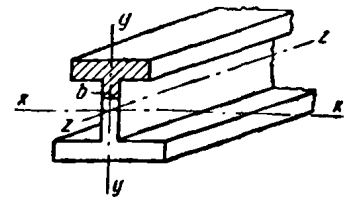


Рис. 105. Расчетная схема

Приводим ниже два метода вычисления K:

первый — «точный» метод, разработанный Б. Е. Денисовым (ЦНИИСК). Применение этого метода, как правило, требует выполнения очень большой вычислительной работы;

второй — «приближенный» метод, точность которого достаточна для случаев, когда рассчитывается распределение ветровой нагрузки между стенами здания.

Первый — точный метод

Применяется формула (220), представляющая собой точное преобразование формулы (219):

$$K = \frac{F}{J_0^2} \sum_{i=1}^{n} D_i, \qquad (220)$$

где n — число прямоугольников, из которых состоит сечение; при этом если нейтральная ось сечения пересекает

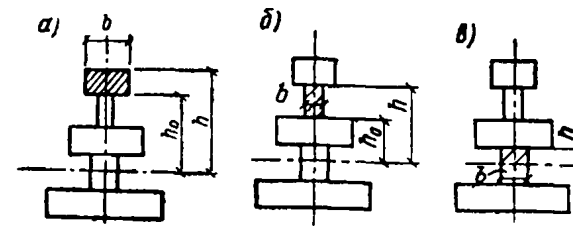


Рис. 106. Размеры к расчетным формулам

прямоугольник, то каждая его часть рассматривается как отдельный прямоугольник.

$$D_i = \int \frac{S_i(y)\,dy}{b_i}.$$

Величины D_i вычисляются по формулам:

а) для крайних прямоугольников (рис. 106, *а*)

$$D_i = \frac{b}{4}\left[h^4(h - h_0) - \frac{2}{3}h^2\left(h^3 - h_0^3\right) + \frac{h^5 - h_0^5}{5}\right]; \qquad (221)$$

б) для средних прямоугольников (рис. 106, *б*)

$$D_i = \frac{1}{4b}\left[(h-h_0)\left(b^2h^4 + 4S^*bh^2 + 4S^{*2}\right) - \right.$$
$$\left. - \frac{4S^*b + 2b^2h^2}{3}\left(h^3 - h_0^3\right) + \frac{b^2}{5}\left(h^5 - h_0^5\right)\right]; \quad (222)$$

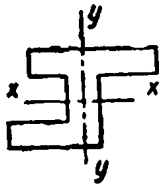


Рис. 107. Схема несимметричного сечения

в) для прямоугольников, примыкающих к нейтральной оси (рис. 106, *в*):

$$D_i = \frac{1}{b}\left(\frac{2}{15}b^2h^5 + \frac{2}{3}S^*bh^3 + S^{*2}h\right). \quad (223)$$

В приведенных формулах S^* статический момент относительно нейтральной оси сечения всех прямоугольников, находящихся выше рассматриваемого прямоугольника i, если он расположен выше нейтральной оси, или же прямоугольников ниже прямоугольника i, если он расположен ниже этой оси.

Формулы применимы также при несимметричных сечениях (рис. 107), если изгиб балки происходит в плоскости yz (рис. 105), что обеспечивается пространственной конструктивной схемой здания.

Второй — приближенный метод

Величина K определяется по формулам (220) и (223).

Вычисляются по формуле (223) и рис. 106, *в* только две величины: D_i — для прямоугольников, примыкающих непосредственно к нейтральной оси сверху — $D_в$, и снизу — $D_н$.

$$K = \frac{F}{J_0^2}(D_в + D_в). \quad (224)$$

Применение приближенного метода приведено в примере 9.

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

ТАБЛИЦЫ ВЕЛИЧИН, ПРИМЕНЯЕМЫХ ПРИ РАСЧЕТЕ ТОНКОСТЕННЫХ СВОДОВ ДВОЯКОЙ КРИВИЗНЫ

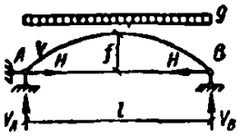
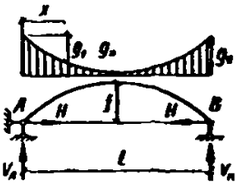
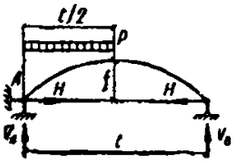
Таблица 80

Координаты x и y и тангенсы $\operatorname{tg}\varphi$ углов, образуемых касательными с горизонталью, для различных точек оси свода при очертании ее по цепной линии, по окружности и по квадратной параболе

f/l	Значения y и $\operatorname{tg}\varphi$ при x/l, равном											Множитель
	0	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	
По цепной линии												
1/2	$y = 0{,}00$	0,22	0,40	0,55	0,68	0,79	0,87	0,93	0,97	0,99	1,00	f
	$\operatorname{tg}\varphi = 2{,}44$	2,04	1,70	1,40	1,14	0,90	0,70	0,51	0,33	0,16	0,00	—
1/3	$y = 0{,}00$	0,21	0,39	0,54	0,67	0,77	0,85	0,92	0,96	0,99	1,00	f
	$\operatorname{tg}\varphi = 1{,}49$	1,29	1,10	0,93	0,78	0,63	0,49	0,36	0,24	0,12	0,00	—
1/4	$y = 0{,}00$	0,20	0,38	0,53	0,66	0,76	0,85	0,92	0,96	0,99	1,00	f
	$\operatorname{tg}\varphi = 1{,}07$	0,94	0,82	0,70	0,59	0,48	0,38	0,28	0,19	0,09	0,00	—
1/5	$y = 0{,}00$	0,20	0,37	0,52	0,65	0,76	0,85	0,91	0,96	0,99	1,00	f
	$\operatorname{tg}\varphi = 0{,}85$	0,75	0,65	0,56	0,48	0,39	0,31	0,23	0,15	0,08	0,00	—
По окружности												
1/6	$y = 0{,}00$	0,209	0,386	0,538	0,665	0,770	0,854	0,918	0,964	0,991	1,00	f
	$\operatorname{tg}\varphi = 0{,}75$	0,641	0,547	0,464	0,386	0,315	0,247	0,183	0,121	0,061	0,00	—
1/7	$y = 0{,}00$	0,202	0,379	0,530	0,658	0,765	0,850	0,917	0,963	0,991	1,00	f
	$\operatorname{tg}\varphi = 0{,}621$	0,540	0,467	0,399	0,335	0,274	0,216	0,16	0,107	0,053	0,00	—
По квадратной параболе												
—	$y = 0{,}00$	0,19	0,36	0,51	0,64	0,75	0,84	0,91	0,96	0,99	1,00	f
	$\operatorname{tg}\varphi = 4{,}00$	3,60	3,20	2,80	2,40	2,00	1,60	1,20	0,80	0,40	0,00	fl

Таблица 81

Опорные реакции в двухшарнирной арке параболического очертания

Схемы загружения		
		
Вертикальные реакции		
$V_A = V_B = 0{,}5\,gl;$	$V_A = V_B = 0{,}167\,g_1 l;$	$V_A = 0{,}375\,pl;$ $V_B = 0{,}125\,pl;$
Распор		
$H = 0{,}125\,\frac{gl^2}{f}\,k$	$H = 0{,}0238\,\frac{g_1 l^2}{f}\,k$	$H = 0{,}0625\,\frac{pl^2}{f}k$

При наличии затяжек коэффициент k учитывает влияние упругого удлинения затяжек и обжатия свода

$$k = \frac{1}{1+1{,}876\,\frac{J}{f^2}\left(\frac{E_{кл}}{E_з F_з}+\frac{n}{F}\right)}.$$

При отсутствии затяжек коэффициент k учитывает влияние смещения опор и обжатия свода

$$k = \frac{1}{1+1{,}876\,\frac{J}{f^2}\left(\frac{2\,\Delta\,E_{кл}}{l}+\frac{n}{F}\right)},$$

где F и J — площадь ($см^2$) и момент инерции ($см^4$) поперечного сечения свода;
$E_{кл}$ — модуль деформаций кладки свода в $кг/см^2$ ($E_{кл}=0{,}5E_0$);
$F_з$ и $E_з$ — площадь ($см^2$) поперечного сечения и модуль упругости ($кГ/см^2$) затяжки;
n — коэффициент, принимаемый в зависимости от подъема свода в ключе.

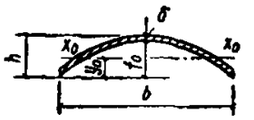
f/l	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7
n	0,554	0,696	0,785	0,843	0,881	0,911

Δ — горизонтальное смещение опоры у пяты свода ($см$) при $H=1$ $кг$.

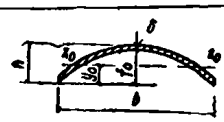
Примечания: 1. При нагрузке от собственного веса кладки свода принимается $k=1$.
2. Для сводов с отношением стрелы подъема к пролету $f/l \geqslant 1/3$, опирающихся на фундаменты, при всех нагрузках принимается $k=1$.

Таблица 82

Расчетные характеристики поперечных сечений сводов

Своды	Расчетное сечение свода (размеры в $см$) 			Площадь поперечного сечения F в $см^2$	Положение центра тяжести сечения y_0 в $см$	Момент инерции сечения относительно нейтральной оси x_0-x_0 J в $см^4$	Радиус инерции сечения r в $см$	Полная высота сечения свода h в $см$	Предельные пролеты сводов в $м$
	b	f_0	δ						
Кирпичные	150	40	6,5	1130	29	164 700	12,1	46,5	12
	200	40	6,5	1410	29,4	204 000	12	46,5	12
	200	50	6,5	1470	35,4	344 000	15,3	56,5	15
	250	50	6,5	1780	35,7	409 000	15,2	56,5	15
	200	60	6,5	1540	41,5	503 700	18,1	66,5	18
	250	60	6,5	1830	42,1	592 200	18	66,5	18
	200	70	6,5	1610	47	726 400	21,2	76,5	21
	250	70	6,5	1900	48,2	844 500	21,1	76,5	21

Продолжение табл. 82

Своды	Расчетное сечение свода (размеры в *см*)			Площадь поперечного сечения F в $см^2$	Положение центра тяжести сечения y в *см*	Момент инерции сечения относительно нейтральной оси $x_0—x_0$ J в $см^4$	Радиус инерции сечения r в *см*	Полная высота сечения свода h в *см*	Предельные пролеты свода в *м*
									
	b	f_0	δ						
Кирпичные	200	70	12	2980	50,4	1 299 000	20,9	82	24
	250	70	12	3500	51	1 555 400	21,1	82	24
	300	70	12	4040	51,8	1 825 000	21,3	82	24
Из тяжелых бетонных и природных камней	200	50	9	2040	36,9	463 600	15,1	59	15
	250	50	9	2460	37,1	566 600	15,2	59	15
	200	60	9	2130	43	694 700	16,1	69	18
	250	60	9	2530	43,3	842 600	18,2	69	18
	200	70	9	2230	48,6	976 500	20,9	79	21
	250	70	9	2600	49,5	1 159 200	21,1	79	21
	300	70	9	3040	49,5	1 336 500	21	79	21
Из камней, изготовленных из легкого или ячеистого бетона	200	50	16	3630	41,1	854 500	15,3	66	15
	250	50	16	4360	41,1	1 037 100	15,4	66	15
	200	60	16	3800	47,6	1 237 500	18,1	76	18
	250	60	16	4520	47,3	1 488 000	18,1	76	18
	250	70	16	4670	54	2 129 000	21,1	86	21
	300	70	16	5400	54	2 421 000	21,2	86	21
	300	80	16	5550	60	3 169 000	23,9	96	24

Примечание. Приведенные в табл. 82 величины предельных пролетов установлены для сводов, перекрывающих однопролетные здания, при отношении стрелы подъема сводов к пролету $\frac{f}{l} = \frac{1}{7}$, отсутствии фонарей верхнего света и сосредоточенных нагрузок при нормативной нагрузке от пароизоляционного слоя, утеплителя, стяжки и кровли до 150 *кг/м²* и снеговой нагрузке для III района.

Таблица 83

Длина оси свода S

f/l	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6	1/7
S	1,50	1,25	1,15	1,1	1,07	1,05

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ НА ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ И УСАДКУ

1. Общие указания

1. Приведенный ниже метод расчета на температурно-влажностные воздействия применяется в случае, если в проекте предусмотрены расстояния между температурными швами, превышающие указанные в табл. 69(28), и с этой целью производится усиление стен продольным армированием, железобетонными поясами и т. п., а также в случаях, указанных в п. 16.6.

2. Конструкции каменных зданий представляют собой сочетание каменной кладки стен, столбов и т. п. с различными конструктивными элементами, связанными с кладкой.

В дальнейшем под термином «конструктивный элемент» подразумеваются балки, перемычки, пояса, настилы перекрытий и др., которые могут воспринять значительные растягивающие усилия.

К конструктивным элементам относятся армированные участки кладки, железобетонные элементы, сочетание железобетонных элементов с кладкой (например, в перемычках), стальные элементы.

3. Неармированная кладка плохо работает при растяжении, в связи с этим при понижении температуры и усадке в ней часто возникают трещины, появление которых трудно предотвратить обычными мерами.

Поэтому расчет каменных конструкций на действие температуры и усадки производится с учетом возможности появления в кладке трещин, безопасных для прочности, долговечности и эксплуатационных качеств здания. Величина раскрытия трещин ограничивается требованиями табл. 84.

4. Конструкции каменных зданий рассчитываются на наиболее неблагоприятный случай работы кладки — растяжение, которое возникает при понижении температуры (зимой) и при усадке.

Расчет производится на наибольшие отклонения январских средних температур сечения Δt (с учетом усадки) и перепадов температуры по толщине $\Delta\theta$ от соответствующих начальных температур, которые могут иметь место как в период строительства, так и в период эксплуатации зданий.

Расчетные значения средних температур Δt и $\Delta\theta$ определяются в соответствии с указаниями раздела 2 приложения 9.

5. Расчет на действие температуры Δt производится при определении продольных сил и перемещений конструкции (в плоскости): расчет на действие температуры $\Delta\theta$ производится для определения усилий и переме-

Таблица 84

Допустимое раскрытие температурно-усадочных трещин в *мм* в армированных и неармированных кладках всех видов

Конструкции	Стены			
	наружные ограждающие		внутренние	
	неармированные	армированные	неармированные	армированные
Сильно нагруженные ($N>0{,}5\,N_{пр}$) столбы, простенки и стены с размером сечения по направлению температурных усилий $d\leqslant 80$ *см*	Не допускаются	0,3	Не допускаются	0,3
То же, слабо нагруженные ($N\leqslant 0{,}5\,N_{пр}$)	0,3	0,3	0,3	0,3
Сплошные стены, пояса, фронтоны, а также стены с проемами шириной до 3 *м* и мало нагруженными перемычками:				
отапливаемых зданий	Снаружи—2	0,5	2	0,5
	Изнутри—0,3—2	0,3—0,5	2	0,5
неотапливаемых зданий				
Кладка под опорами балок, прогонов, ферм, перемычек, больших пролетов и т. п.	Не допускается	0,3	Не допускается	0,3

Примечания: 1. Указанные в табл. 84 допуски могут быть изменены при соответствующем обосновании (например, на основании существующего опыта массового применения в строительстве аналогичных конструкций).

2. $N_{пр}$ — предельное усилие, определяемое при расчетном сопротивлении (расчетная несущая способность рассматриваемого элемента).

щений конструкций при их искривлении или изгибе из плоскости.

В необходимых случаях, когда Δt и $\Delta\theta$ действуют одновременно (например, для наружных стен отапливаемых зданий), соответствующие усилия и перемещения складываются на основании принципа независимости действия сил.

6. Наружные и внутренние конструкции каменных зданий в зависимости от конструктивной схемы могут рассчитываться на действие температуры Δt до появления в кладке трещин, как рамы, составные стержни или пластины, заделанные в основание (фундаменты), горизонтальной подвижностью которого можно пренебречь.

В армированной кладке при образовании трещин расчетная схема может не меняться (или меняться частично), но изменяются жесткостные характеристики конструкций (продольная и изгибная жесткость и т. п.).

Расчет стен многоэтажных зданий с регулярной конструктивной схемой может выполняться по указаниям п. 20 приложения 9.

Расчет на температурные воздействия стен промышленных зданий следует производить с учетом указаний о выборе расчетной схемы, сделанных в п. 8.3.1.

7. Под армированной кладкой в п. 6 понимается кладка, содержащая непрерывную продольную арматуру как в виде отдельных стержней (армокирпичные пояса, перемычки), так и в виде арматуры железобетонных или стальных включений (балки, пояса, монолитные перекрытия, заделанные в стены, и т. д.), которые работают совместно с кладкой. В противном случае кладка считается неармированной.

На рис. 108 показаны здания с продольными (*а*) и поперечными (*б*) несущими стенами и сборными железобетонными перекрытиями. В первом случае перекрытия благодаря частой разрезке не препятствуют образованию в продольных стенах сквозных вертикальных трещин, которые разделяют здание на отдельные блоки. Это изменяет первоначальную расчетную схему здания, и кладка стен в этом случае может рассматриваться как неармированная. Во втором случае плиты перекрытий благо-

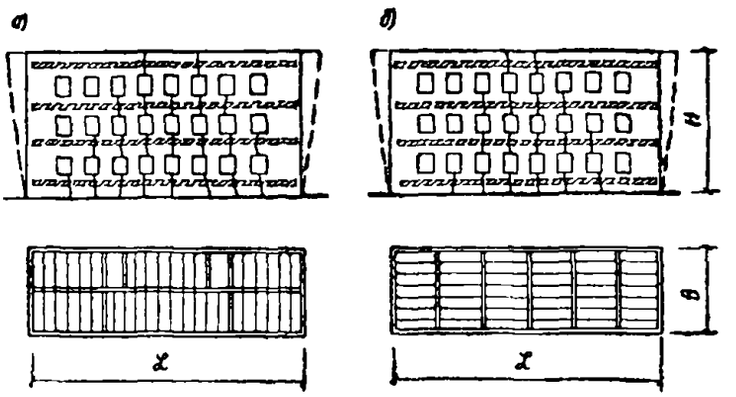


Рис. 108. Температурные деформации и повреждения стен каменных зданий

а — с продольными несущими стенами; *б* — с поперечными несущими стенами

даря защемлению их концов в поперечные стены работают со стенами в продольном направлении как монолитные. В этом случае здания, несмотря на образование в продольных стенах вертикальных трещин, не разделяются на отдельные блоки, и стены с перекрытиями работают совместно как одно целое. При этом первоначальная расчетная схема не изменяется, изменяется лишь продольная жесткость стен. Аналогичным образом ведут себя здания с продольными несущими стенами (рис. 108, *а*) и монолитными железобетонными перекрытиями. В последнем случае арматура перекрытий является также арматурой стен и кладку следует рассматривать как армированную.

8. Расчет каменных конструкций на температурные воздействия следует выполнять для двух стадий работы кладки:

до образования трещин (первая стадия), когда максимальные растягивающие напряжения $\sigma_к^{макс}$ в кладке не превосходят временного сопротивления кладки при растяжении $\bar{R}_р=2{,}25R_р$

$$\sigma_к^{макс}\leqslant\bar{R}_р \qquad (225)$$

и после образования трещин (вторая стадия), когда

$$\sigma_к^{макс}>\bar{R}_р, \qquad (226)$$

где $R_р$ — расчетное сопротивление кладки растяжению по СНиП II-В.2-71.

2 Расчетные температуры конструкций Δt и $\Delta\theta$

9. Наружные и внутренние конструкции каменных зданий рассчитываются на приведенные значения средних температур сечения Δt и перепадов по толщине $\Delta\theta$, которые помимо температурных воздействий наружного и внутреннего воздуха учитывают также влияние солнечной радиации, влажности воздуха и усадки.

10. Расчетные значения приведенных средних температур Δt и $\Delta\theta$ для наружных и внутренних конструкций

отапливаемых и неотапливаемых зданий в строительный и эксплуатационный периоды определяются по формулам (227) — (232) табл. 85.

Таблица 85

Расчетные значения приведенных средних температур сечения Δt и перепадов по толщине $\Delta\theta$ конструкций каменных зданий

Период, вид здания	Конструкции	Расчетные температуры, *град*	Формулы
Эксплуатационный, отапливаемое	Наружные	Δt	$0{,}5\left[0{,}5\left(t^{\text{мин}}_{\text{ср.сут}}+t^{\text{н}}_{\text{в}}\right)-\right.$ $\left.-t^{\text{макс}}_{\text{ср.сут}}\right]-A_{\text{вл}}-t_{\text{у}}$ (227)
		$\Delta\theta$	$t^{\text{н}}_{\text{в}}-t^{\text{мин}}_{\text{ср.сут}}$ (228)
	Внутренние	Δt	$0{,}5\left(t^{\text{н}}_{\text{в}}-t^{\text{макс}}_{\text{ср.сут}}\right)-t_{\text{у}}$ (229)
То же, неотапливаемое	Наружные и внутренние	Δt	$0{,}5\left(t^{\text{мин}}_{\text{ср.сут}}-t^{\text{макс}}_{\text{ср.сут}}\right)-$ $-A_{\text{вл}}-t_{\text{у}}$ (230)
Строительный, неотапливаемое	Наружные и внутренние	Δt	$t^{\text{мин}}_{\text{ср.сут}}-0{,}8\,t^{\text{VII}}_{\text{ср.м}}-$ $-A_{\text{вл}}-0{,}5\,t_{\text{у}}$ (231)
		$\Delta\theta$	0 (232)

В формулах (227) — (232) приняты следующие обозначения:

$t^{\text{макс}}_{\text{ср.сут}}$, $t^{\text{мин}}_{\text{ср.сут}}$ — максимальная (июльская) и минимальная (январская) среднесуточные температуры наружного воздуха (теплая и холодная однодневки) принимаются по главе СНиП II-А.6-72 «Строительная климатология и геофизика»;

$t^{\text{VII}}_{\text{ср.м}}$ — среднемесячная температура наружного воздуха в июле принимается по главе СНиП II-А.6-72;

$t^{\text{н}}_{\text{в}}$ — нормативная температура внутреннего воздуха (для жилых помещений $t^{\text{н}}_{\text{в}}=18°\text{C}$);

$A_{\text{вл}}$, $t_{\text{у}}$ — эквивалентные температуры сорбционного увлажнения (при колебаниях относительной влажности воздуха) и усадки неармированных бетонных и каменных конструкций принимаются по табл. 86.

Эквивалентные температуры усадки армированных каменных и бетонных конструкций определяются по формуле

$$t_{\text{у.а}}=(1-mp)t_{\text{у}}, \tag{233}$$

где p — процент армирования бетона или кладки;

$m=0{,}2$ — принимается для бетона марки $\geqslant 100$;

$m=0{,}5$ — принимается для бетона марки <100 и всех видов кладки.

Определение Δt и $\Delta\theta$ см. в примере 17.

Таблица 86

Эквивалентные температуры сорбционного увлажнения $A_{\text{вл}}$ и усадки $t_{\text{у}}$ неармированной кладки и бетонных конструкций

Материал конструкций	$A_{\text{вл}}$, *град*		Усадка $t_{\text{у}}$, *град*
	побережье и острова Педовитого и Тихого океанов	континентальные районы СССР	
Бетон	4	—5	40
Кладка из силикатного кирпича	4	—7	30
Кладка из камней легкого и ячеистого бетонов	8	—10	30
Кладка из красного кирпича	0	0	0

3. Жесткостные характеристики элементов и узлов армированных и неармированных каменных и бетонных конструкций

Продольная податливость конструкций

11. Податливость при растяжении и сжатии монолитной неармированной кладки без трещин при работе в первой стадии

$$\lambda_{\text{к}}=\frac{1}{E_{\text{к}}F_{\text{к}}}; \tag{234}$$

коэффициент податливости

$$c_{\text{к}}=\lambda_{\text{к}}l=\frac{l}{E_{\text{к}}F_{\text{к}}}. \tag{235}$$

То же, армированной кладки

$$\lambda_{\text{а.к}}=\frac{1}{E_{\text{к}}(F_{\text{к}}+2n_{\text{к}}F_{\text{а}})}; \tag{236}$$

коэффициент податливости

$$c_{\text{а.к}}=\lambda_{\text{а.к}}l=\frac{l}{E_{\text{к}}(F_{\text{к}}+2n_{\text{к}}F_{\text{а}})}. \tag{237}$$

Для определения податливости и коэффициентов податливости бетонных элементов ($\lambda_{\text{б}}$ и $c_{\text{б}}$) и железобетонных элементов ($\lambda_{\text{а.б}}$ и $c_{\text{а.б}}$) применяются формулы (234)—(237) с заменой $F_{\text{к}}$, $E_{\text{к}}$ и $n_{\text{к}}$ соответственно на $F_{\text{б}}$, $E'_{\text{б}}$ и $n_{\text{б}}$.

Приведенная податливость кладки с железобетонным включением определяется по формуле

$$\lambda_{\text{пр}}=\frac{1}{E_{\text{к}}F_{\text{к}}+E'_{\text{б}}\left(F_{\text{б}}+2n_{\text{б}}F_{\text{а}}\right)}, \tag{238}$$

приведенный коэффициент податливости

$$c_{\text{пр}}=\frac{l}{E_{\text{к}}F_{\text{к}}+E'_{\text{б}}\left(F_{\text{б}}+2n_{\text{б}}F_{\text{а}}\right)}, \tag{239}$$

где $E_{\text{к}}=0{,}5E_0$ — модуль деформаций кладки;

$E_{\text{б}}=0{,}5E_{\text{б}}$ — модуль деформаций бетона (для марок не более 300);

E_0, $E_{\text{б}}$ — модули упругости кладки и бетона

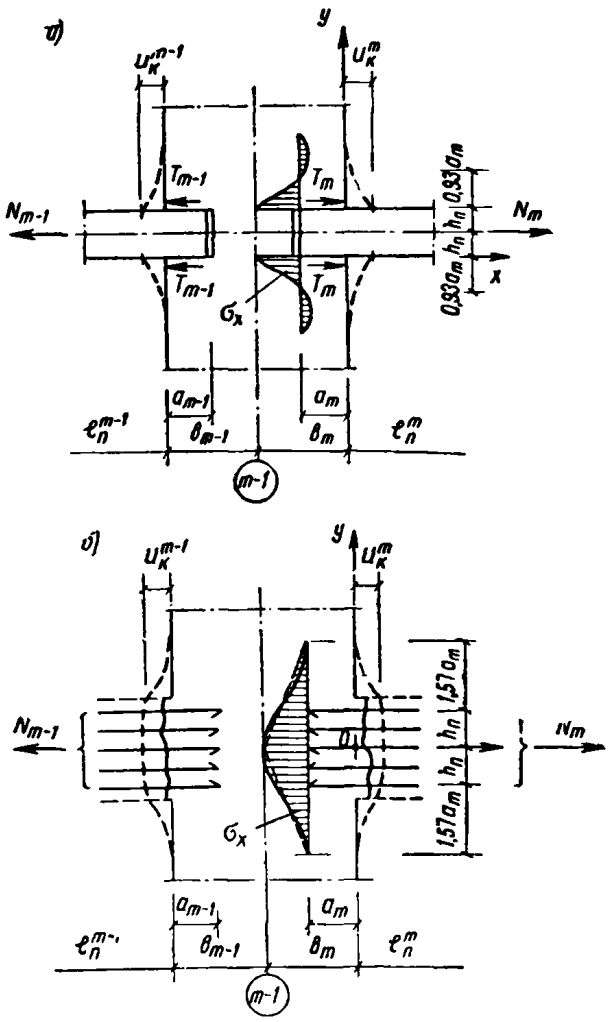


Рис. 109. Напряженно-деформированное состояние простенка при работе в 1-й стадии в местах заделки элементов

а — железобетонных или стальных; *б* — армокирпичных

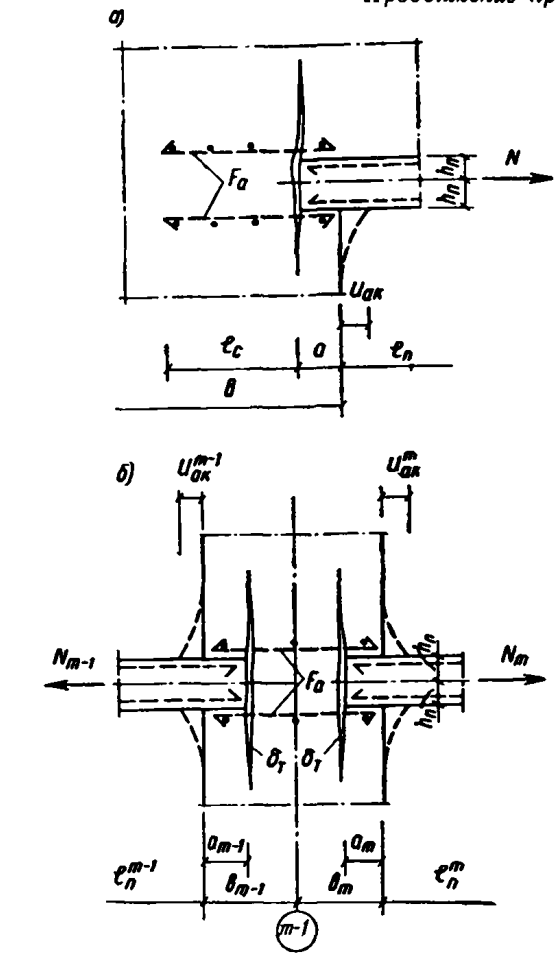


Рис. 110. Работа армированной кладки после образования трещин в местах заделки армированных элементов

а — при односторонней заделке; *б* — при двухсторонней заделке

по главам СНиП II-В.2-71 и II-В.1-62*;

E_a — модуль упругости стали;

$F_к$, $F_б$, F_a — площадь сечения монолитной кладки, бетона и арматуры;

l — длина рассчитываемого элемента

$$n_к = \frac{E_a}{E_0}; \quad n_б = \frac{E_a}{E_б}. \qquad (240)$$

12. Податливость при растяжении армированной кладки (бетона) с трещинами при работе во второй стадии

$$\lambda_{a.к} = \frac{\psi_a}{E_a F_a}; \qquad (241)$$

коэффициент податливости

$$c_{a\,к} = \lambda_{a.к}\, l = \frac{0{,}7l}{E_a F_a}, \qquad (242)$$

где $\psi_a = 0{,}7$ — коэффициент, учитывающий работу кладки (бетона) между трещинами.

Продольная податливость кладки в местах заделки балок и арматуры

13. Коэффициенты упругой податливости при растяжении и сжатии монолитной неармированной кладки без трещин (первая стадия) в местах заделки железобетонных элементов (балок, перемычек, плит перекрытий и т. п.) (рис. 109, *а*)

$$c_к = u_к/N = \frac{\lambda a \operatorname{ct} h\lambda_a}{E_к d_п}, \qquad (243)$$

где a — глубина заделки элемента в кладку;

$d_п$ — ширина элемента; если ширина кладки (например, простенка) больше ширины элемента, то вместо $d_п$ принимается ширина кладки, но не более $d_п + 2a$;

$$\lambda = \sqrt{\frac{E_0}{2h_п E_б a}}, \qquad (244)$$

$2h_п$ — высота элемента.

14. В месте заделки в кладку концов арматуры (армированные пояса, перемычки) при высоте армированной кладки $2h$ (рис. 109, *б*)

$$c_к = u_к/N = \frac{1}{3{,}14E_к d_к}\left(2\ln\frac{b_0}{2h} + 0{,}9\right) \qquad (245)$$

где $d_к$ — ширина армированной кладки;

$$b_0 = 3{,}2N/\bar{R}_р d_к. \qquad (246)$$

Для простенков при $b_0 > b$ принимается $b_0 = b$, где b — расстояние от края простенка до оси симметрии участка кладки между торцами элементов (рис. 109).

15. Коэффициент упругой податливости при растяжении кладки с трещинами (вторая стадия) в местах заделки анкерной (связевой) арматуры (рис. 110, *а, б*)

$$c_{а.к} = \frac{l_а}{E_а F_а}, \qquad (247)$$

где $l_а = 0{,}8l_с$ (но не более $b-a$);

$l_с$ — расчетная глубина заделки в кладку арматуры определяется по формуле

$$l_с = 3{,}2N/\bar{R}_р d_к. \qquad (248)$$

Изгибная жесткость конструкций

16. Изгибная жесткость монолитной армированной кладки без трещин

$$B_к = E_к J_{пр}, \qquad (249)$$

где $J_{пр}$ — приведенный момент инерции армированного сечения, определяется при модуле деформаций кладки $E_к$.

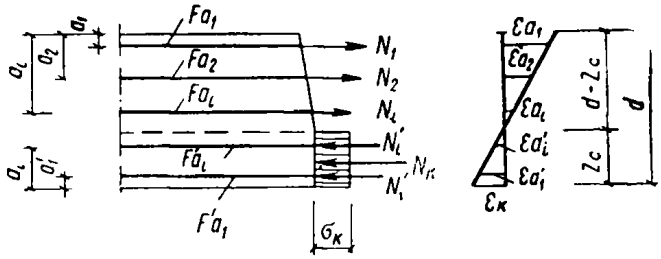


Рис. 111. К определению изгибной жесткости армированной кладки с трещинами

Изгибная жесткость железобетонных элементов определяется по формуле (249) с заменой $E_к$ на $E'_б$.

17. Изгибная жесткость армированной кладки с трещинами (рис. 111)

$$B_т = 0{,}6dE_а W_{а.т} = E_а \sum_1^n F_{а_i}(0{,}8d - a_i)^2, \qquad (250)$$

где

$$W_{а.т} = \frac{1}{0{,}6d}\sum_1^n F_{а_i}(0{,}8d - a_i)^2, \qquad (251)$$

$W_{а.т}$ — момент сопротивления сечения с трещиной;

$F_{а_i}$ — площадь сечения i-го стержня;

a_i — расстояние до стержня от растянутой грани.

4. Определение температурных усилий при работе кладки в первой и второй стадиях

18. Продольные усилия в стенах и перекрытиях зданий возникают вследствие заделки конструкций в фундаменты, которые стесняют их температурные деформации (рис. 108), а также при наличии разности температурных деформаций сопряженных элементов.

В каждом отдельном случае расчет усилий представляет собой специальную статическую задачу, схемы решения которой могут быть разнообразные.

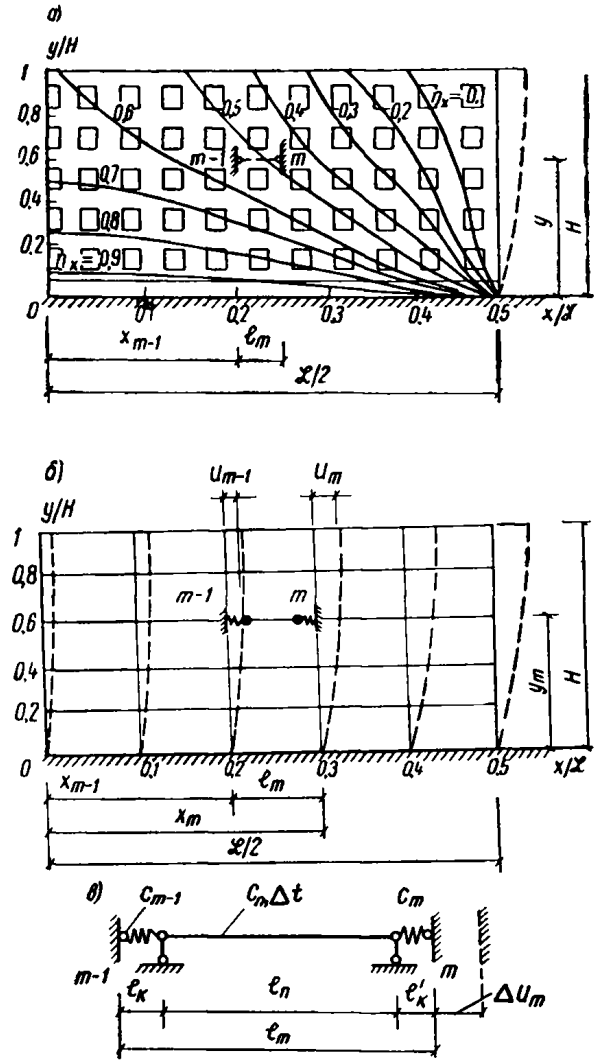


Рис. 112. Расчетные схемы конструкций зданий на температурные воздействия

а — наружной стены; *б* — внутренних конструкций (стены, перекрытия); *в* — отдельного элемента конструкций

Конструкции каменных зданий в большинстве случаев представляют собой сложные системы, состоящие из плоских или стержневых элементов, расчет которых на действие температуры и усадки представляет значительные трудности. Для упрощения расчетов допускается сложные системы расчленять на элементарные и рассчитывать последние с учетом взаимодействия, фактической жесткости конструкций, их соединений и податливости опор.

В подавляющем числе случаев такое расчленение бывает оправдано соображениями, приведенными в п. 7. В качестве примера на рис. 112, *а* показана схема наружной стены пятиэтажного здания длиной L и высотой H (ввиду симметрии показана половина здания), на которой между осями m—1 и m выделен элемент

кладки межоконного пояса с перемычкой (рис. 113, *а*). Этот элемент может быть рассчитан на действие температуры как стержень, упруго заделанный в кладку простенков. Расчетная схема такого стержня с учетом упругих смещений опор u_{m-1} и u_m показана на рис. 112, *в*.

Аналогичным образом могут быть рассмотрены участок перекрытия (рис. 112, *б*) и другие элементы.

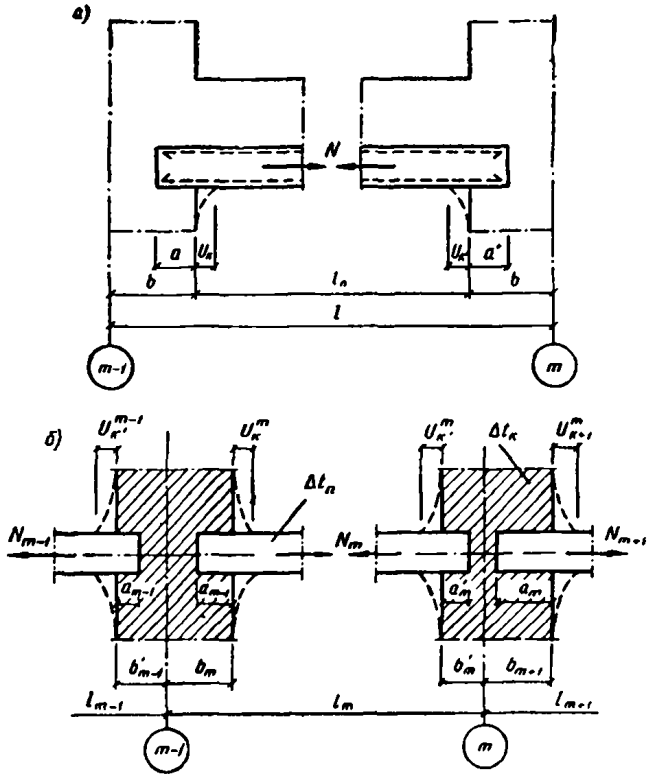


Рис. 113. Расчетные схемы работы кладки с армированными элементами

а — кладки межоконного пояса с перемычкой; *б* — перекрытия со стенами

19. Температурные усилия, которые возникают в элементах конструкций каменных зданий, находятся из рассмотрения уравнения их температурных и упругих перемещений.

Применительно к расчетным схемам, показанным на рис. 112 и 113, это уравнение имеет вид

$$u_к^t + u_п^t = u_к^N + u_п^N + \Delta u, \qquad (252)$$

где

$$u_к^t = \alpha_к\, l_к\, \Delta t; \quad u_п^t = \alpha_п\, l_п\, \Delta t \qquad (253)$$

свободные температурные перемещения кладки простенков (индекс *k*) и конструктивного элемента (например, перемычки или пояса — индекс «п»)

$$u_к^N = c_к\, N; \quad u_п^N = c_п\, N; \qquad (254)$$

упругие перемещения кладки и элемента (удлинения или укорочения) при действии усилия N

$$\Delta u = u_m - u_{m-1}; \qquad (255)$$

взаимное смещение опор (осей) m—1 и m, которое находится из решения статической задачи.

В формулах (252)—(254) приняты обозначения:

$\alpha_к$, $\alpha_п$ — коэффициенты температурного расширения кладки и элемента

$$b_к = b + b' \qquad (256)$$

расчетная длина кладки слева и справа от осей (рис. 113)

$$l_п = l - (b + b') \qquad (257)$$

расчетная длина кладки слева и справа от осей перемычек, плит) «в свету»;

l — расстояние между осями опор (точками закрепления);

$c_к$, $c_п$ — коэффициент податливости кладки и элемента по формулам (235)—(242);

Δt — расчетная температура принимается в соответствии с указаниями п. 10.

Продольное усилие N находится из уравнения (252) при подстановке в него выражений (253) — (255)

$$N = \frac{[\alpha_п\, l_п + \alpha_к\, (b + b')]\, \Delta t - \Delta u}{c_п + (c_к + c'_к)}, \qquad (258)$$

где $c_к$, $c'_к$ — коэффициенты податливости кладки слева и справа от осей опор на длине b и b'.

Продольное усилие в сплошном поясе каменной кладки (армированной или неармированной) определяется по формуле (258) при $\alpha_п = \alpha_к$, которая с учетом выражения (257) имеет вид

$$N = \frac{\alpha_к\, \Delta t\, l_m - \Delta u}{\lambda_к\, l_m}, \qquad (259)$$

где $\lambda_к$ (или $\lambda_{а.к}$) вычисляется по формулам (234), (236) и (241).

Сила N наибольшее значение имеет при отсутствии смещений опор (при жесткой заделке), т. е. когда $\Delta u = 0$. При расчетах зданий со сложной конструктивной схемой на температурные воздействия в целях сокращения объема работ или проверки полученных результатов можно ограничиться верхней оценкой значения продольной силы N по формуле (258), полагая в ней $\Delta u = 0$.

20. Продольная сила в стенах, перекрытиях или их элементах (перемычки, плиты и т. п.) зданий регулярной конструктивной схемой (примерно равное членение по длине и высоте) вычисляется между точками m—1 и m (рис. 112) по формулам:

а) в стенах (индекс «с»)

$$N_{с\,m} = \frac{n_m\, [\alpha_п\, l_п + \alpha_к\, (b + b')]\, \Delta t_с}{\Sigma c_{с\,m}} + \Delta N_m; \qquad (260)$$

б) в перекрытиях (индекс «р»)

$$N_{р\,m} = \frac{n_m\, [\alpha_п\, l_п + \alpha_к\, (b + b')]\, \Delta t_р}{\Sigma c_{р\,m}} - \Delta N_m, \qquad (261)$$

где n_m — коэффициенты, учитывающие влияние взаимного смещения точек m—1 и m с относительными координатами $\xi = x/L$ и $\xi = y/H$, которые для здания с отношением длины к высоте L/H приводятся в табл. 87

$$\Sigma c_m = c_{п\,m} + c_{к\,m} + c'_{к\,m} - \qquad (262)$$

приведенные (суммарные) коэффициенты податливости элементов стен и перекрытий на длине между рассматриваемыми точками (l_m), которые определяются в соответствии с указаниями п. 3;

ΔN_m — дополнительное усилие, возникающее в стенах и перекрытиях при их взаимодействии (силы сдвига), определяется по формуле

Таблица 87

Коэффициенты n_x для точек с относительными координатами $\xi = X/L$ и $\zeta = y/H$ пластинок с различным отношением сторон L/H

$\frac{L}{H}$	$\xi = \frac{X}{L}$	$\zeta = y/H$						
		0	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
1	0	0,903	0,685	0,468	0,182	0,047	—0,030	—0,124
	0,1	0,902	0,673	0,451	0,172	0,044	—0,029	—0,119
	0,2	0,898	0,632	0,399	0,144	0,036	—0,025	—0,101
	0,3	0,886	0,540	0,301	0,101	0,025	—0,018	—0,074
	0,4	0,845	0,339	0,159	0,051	0,012	—0,010	—0,039
	0,5	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0,888	0,796	0,675	0,457	0,282	0,148	0,047
	0,1	0,887	0,790	0,664	0,442	0,269	0,139	0,039
	0,2	0,885	0,769	0,625	0,391	0,229	0,113	0,020
	0,3	0,876	0,716	0,535	0,297	0,164	0,077	0,001
	0,4	0,840	0,558	0,336	0,156	0,083	0,038	—0,006
	0,5	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0,904	0,853	0,777	0,632	0,511	0,422	0,372
	0,1	0,902	0,849	0,768	0,617	0,492	0,400	0,344
	0,2	0,896	0,833	0,738	0,567	0,433	0,334	0,267
	0,3	0,882	0,793	0,666	0,461	0,326	0,234	0,159
	0,4	0,843	0,672	0,475	0,265	0,172	0,116	0,062
	0,5	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0,925	0,900	0,852	0,760	0,686	0,634	0,611
	0,1	0,921	0,894	0,843	0,744	0,663	0,606	0,578
	0,2	0,910	0,876	0,814	0,692	0,593	0,519	0,475
	0,3	0,891	0,839	0,749	0,585	0,463	0,375	0,308
	0,4	0,846	0,736	0,576	0,364	0,255	0,189	0,125
	0,5	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0,953	0,955	0,941	0,906	0,879	0,861	0,854
	0,1	0,948	0,948	0,931	0,890	0,857	0,836	0,827
	0,2	0,933	0,927	0,900	0,839	0,788	0,752	0,735
	0,3	0,905	0,887	0,839	0,736	0,649	0,584	0,542
	0,4	0,850	0,798	0,696	0,513	0,393	0,312	0,241
	0,5	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0,968	0,982	0,987	0,986	0,983	0,980	0,979
	0,1	0,965	0,979	0,983	0,980	0,974	0,970	0,969
	0,2	0,954	0,966	0,965	0,952	0,938	0,929	0,926
	0,3	0,927	0,930	0,917	0,877	0,840	0,813	0,802
	0,4	0,858	0,845	0,801	0,688	0,588	0,513	0,460
	0,5	0	0	0	0	0	0	0

$$\Delta N_m = \frac{(1-n_m)\,l_m}{\Sigma c_c + \frac{1}{B_p}\Sigma c'_p} \times$$

$$\times \left[\frac{\alpha_c}{2}\left(t_{\text{ср сут}}^{\text{мин}} + t_в\right) - \alpha_p\, t_в\right], \qquad (263)$$

где $\Sigma c'_p$ — приведенный коэффициент податливости перекрытий, отнесенный к полосе шириной 1 *м*;

B_p — расчетная ширина перекрытия, вовлекаемая силами сдвига в работу со стенами, принимается равной:

а) для зданий с поперечными несущими стенами (рис. 1, *б*) $B_p = B - b_0$, где B — ширина перекрытия; b_0 — ширина отверстий (проемов) в перекрытии;

б) для зданий с продольными несущими стенами (рис. 108, *а*, 114, *г*) при $b_p/B_0 < 1$ $B_p = b_p/2$; при $b_p/B_0 \geqslant 1$ $B_p = B_0/2$, где b_p — ширина плиты на опоре; B_0 — длина плиты.

21. Продольные усилия в сплошных элементах монолитной армированной или неармированной кладок или бетонов определяются по формуле.

$$N_m = \frac{n_m\,\alpha\Delta t}{\lambda}, \qquad (264)$$

где коэффициенты α и λ (см. п. 11) принимаются для соответствующих материалов.

22. Температурные усилия в стенах и перекрытиях в местах ослабления их отверстиями, штрабами и швами (рис. 114) определяются из условия равновесия сил и моментов по неослабленному (*1—1*) и ослабленному (*2—2*) сечениям.

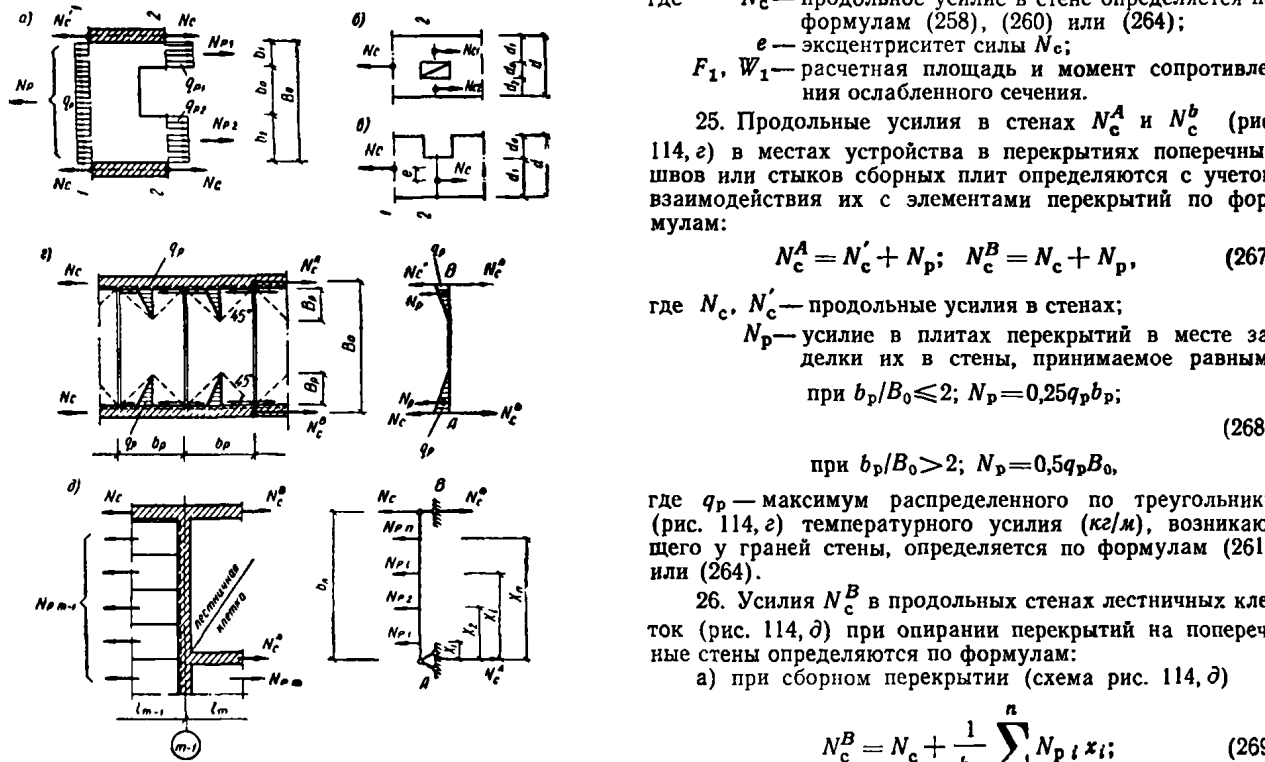


Рис. 114. К расчету продольных усилий в стенах и перекрытиях в местах ослабления отверстиями, штрабами и швами

а — перекрытие с отверстием; *б* — кладка стены с отверстием; *в* — то же, со штрабой; *г* — сборное перекрытие; *д* — лестничная клетка

23. В монолитных перекрытиях с замкнутым отверстием (рис. 114, *а*) продольные усилия справа ($N_{p,1}$) и слева ($N_{p,2}$) от отверстия определяются по формулам:

$$\left.\begin{aligned} N_{p,1} &= N_p \frac{B_0 - b_1}{B_0 + b_0}; \\ N_{p,2} &= N_p \frac{B_0 - b_2}{B_0 + b_0}, \end{aligned}\right\} \qquad (265)$$

где $N_p = q_p B_0$ — продольное усилие в перекрытии по неослабленному сечению;

q_p — распределенное температурное усилие (*кг/м*) по неослабленному сечению перекрытия определяется формулами (261) или (264);

b_1, b_2 — ширина целой части перекрытия справа и слева от отверстия;

b_0 — ширина отверстия.

24. Продольные усилия N_{c1} и N_{c2} (рис. 114, *б*) в кладке стен, ослабленной отверстиями, дымовентиляционными каналами и т. п., определяются по формулам (265) заменой N_p, B_0, b_0, b_1 и b_2 на N_c, d, d_0, d_1 и d_2.

При ослаблении кладки штрабой (рис. 114, *в*) напряжение в кладке по ослабленному сечению $\sigma'_к$ определяется по формуле

$$\sigma'_к = N_c \left(\frac{1}{F_1} \pm \frac{e}{W_1} \right), \qquad (266)$$

где N_c — продольное усилие в стене определяется по формулам (258), (260) или (264);

e — эксцентриситет силы N_c;

F_1, W_1 — расчетная площадь и момент сопротивления ослабленного сечения.

25. Продольные усилия в стенах N_c^A и N_c^b (рис. 114, *г*) в местах устройства в перекрытиях поперечных швов или стыков сборных плит определяются с учетом взаимодействия их с элементами перекрытий по формулам:

$$N_c^A = N'_c + N_p; \quad N_c^B = N_c + N_p, \qquad (267)$$

где N_c, N'_c — продольные усилия в стенах;

N_p — усилие в плитах перекрытий в месте заделки их в стены, принимаемое равным:

при $b_p/B_0 \leqslant 2$; $N_p = 0{,}25 q_p b_p$;

при $b_p/B_0 > 2$; $N_p = 0{,}5 q_p B_0$, (268)

где q_p — максимум распределенного по треугольнику (рис. 114, *г*) температурного усилия (*кг/м*), возникающего у граней стены, определяется по формулам (261) или (264).

26. Усилия N_c^B в продольных стенах лестничных клеток (рис. 114, *д*) при опирании перекрытий на поперечные стены определяются по формулам:

а) при сборном перекрытии (схема рис. 114, *д*)

$$N_c^B = N_c + \frac{1}{b_л} \sum_1^n N_{p\,i}\, x_i; \qquad (269)$$

б) при монолитном перекрытии

$$N_c^B = N_c + q_p \frac{b_л}{2}. \qquad (270)$$

5. Расчет кладки и узлов сопряжения по прочности и раскрытию трещин

а) Напряжения в кладке

27. Максимальные растягивающие напряжения в монолитной кладке стен без армированных включений при одновременном действии температур Δt и $\Delta\theta$ (наружные стены отапливаемых зданий) определяются по формуле

$$\sigma_к^{макс} = \frac{N}{F_к} + \frac{\alpha_к \Delta\theta E_к}{2}, \qquad (271)$$

где N определяется по формулам (258), (260), (264).

28. В местах заделки в кладку перемычек, балок при двухстороннем растяжении силами N_{m-1} и N_m (рис. 109, *а*)

$$\alpha_к^{макс} = \frac{1{,}07}{d_п} \left(\frac{N_m}{a_m} + \frac{N_{m-1}}{b_{m-1} + b_m - a_m} \right) + \frac{\alpha_п \Delta\theta\, E'_б}{2} \left(\frac{d_п}{d_к} \right)^2, \qquad (272)$$

где $d_п$ — толщина перемычки или балки;
$d_к$ — толщина стены.

29. В местах заделки в кладку арматурных стержней на высоте $2h$ (рис. 109, *б*)

$$\sigma_к^{макс} = \frac{2}{d_п}\left[\frac{N_m}{2h+3{,}14a_m} + \frac{N_{m-1}}{2h+3{,}14\,(b_{m-1}+b_m-a_m)}\right] + \frac{\alpha_к \Delta\theta E_к}{2}. \quad (273)$$

30. При одностороннем растяжении кладки силой N_m в формулах (272) и (273)

$$N_{m-1} = 0.$$

б) Напряжения в арматуре

31. Напряжения в крайних растянутых стержнях арматуры сплошной кладки с трещинами при наличии перепада температуры по толщине $\Delta\theta$ определяются по формулам:

а) при отсутствии прогибов стен (здания с жесткими перекрытиями, заделанными в стены, рис. 108, *а* и т. п.)

$$\sigma_а = \frac{N}{F_а} + 0{,}6\alpha_к \Delta\theta E_а; \quad (274)$$

б) при прогибах стен внутрь (нежесткие перекрытия или если перекрытия не заделаны в стены, или имеют точечную заделку, рис. 108, *б*)

$$\sigma_а = \frac{N}{F_а} + \alpha\Delta\theta F_а \frac{\zeta}{2{,}6\eta\zeta+1{,}7}, \quad (275)$$

где

$$\eta = l_а/l_к;\ \zeta = B_к/B_т, \quad (276)$$

$\alpha_к$ — коэффициент температурного расширения кладки;
$l_а$ — расчетная длина анкеровки в кладку арматуры в местах образования трещин принимается равной расстоянию между поперечными стержнями, но не более толщины стены;
$l_к$ — длина прогибаемого участка монолитной кладки между трещинами (по осям поперечных стен, балок, рам, между простенками проемов в «свету»), а также длина железобетонных или стальных включений в кладку (перемычки, балки, сборные плиты перекрытий и т. п.); для сплошных стен без армированных включений $l_к = 3d_к$;
$B_т$ — изгибная жесткость армированной кладки в сечении с трещинами определяется по формуле (250);
$B_к$ — то же, монолитной кладки определяется по формуле (249).

32. Напряжения в кладке и арматуре стен неотапливаемых зданий и внутренних конструкций отапливаемых зданий определяются по формулам (271)—(275) при $\Delta\theta = 0$.

в) Раскрытие трещин

33. Раскрытие температурно-усадочных трещин в конструкциях из армированной и неармированной кладки не должно превосходить размеров, приведенных в табл. 84.

34. Раскрытие трещин снаружи $\delta_н$ в неармированной кладке стен без армированных включений при одновременном действии температур Δt и $\Delta\theta$ (наружные стены отапливаемых зданий) определяется по формуле

$$\delta_н = \left(\Delta t + \frac{\Delta\theta}{2}\right)\alpha_к l_к. \quad (277)$$

35. Раскрытие трещин по концам перемычек или балок, заделанных в кладку при $a = a'$ (рис. 113, *а*)

$$\delta_н = \left(\Delta t + \frac{\Delta\theta}{4}\right)[\alpha_к (b + b' - 2a) + \alpha_п (l_п + 2a)]. \quad (278)$$

36. Раскрытие трещин снаружи в армированной кладке стен без арматурных включений при одновременном действии температур Δt и $\Delta\theta$ определяется по формуле

$$\delta_н = \frac{l_а}{E_а F_а} N + 0{,}7\alpha_к \Delta\theta l_к \frac{1{,}6\eta\zeta}{1{,}6\eta\zeta+1}, \quad (279)$$

где $l_а$ принимается равным расстоянию между поперечными стержнями продольной арматуры, но не более толщины стены.

37. Раскрытие трещин по концам перемычек или балок, заанкеренных в кладку (рис. 109, *б*)

$$\delta_н = c_{а.к} N + 0{,}35\Delta\theta\,[\alpha_к (b + b' - 2a) + \alpha_п (l_п + 2a)] \times \frac{1{,}6\eta\zeta}{1{,}6\eta\zeta+1}, \quad (280)$$

где $c_{а\,к}$ принимается в соответствии с указаниями п. 15.

38. Раскрытие трещин в кладке стен неотапливаемых зданий и внутренних стен отапливаемых зданий определяется по формулам (277)—(280) при $\Delta\theta = 0$.

Пример 17. Определить расчетные значения средних температур Δt и $\Delta\theta$ для двух вариантов наружных стен из красного и силикатного кирпича и железобетонных плит перекрытий жилого дома с лоджиями, построенного в Серпухове. Марка бетона перекрытий 200, процент армирования $p = 0{,}5\%$.

1. Расчетные температуры наружного воздуха для Серпухова по главе СНиП II-А.6-72, $t^{макс}_{ср.сут} = 27{,}3°$ С; $t^{мин}_{ср.сут} = -31°$ С; $t^{VII}_{ср.м} = 18{,}1°$ С; внутреннего воздуха $t^{н}_{в} = 18°$ С.

2. Расчетные эквивалентные температуры сорбционного увлажнения $A_{вл}$ и усадки $t_у$ по табл. 86 равны:
стены из красного кирпича $A_{вл} = 0°$ С; $t_у = 0°$ С;
стены из силикатного кирпича $A_{вл} = -7°$ С; $t_у = 30°$ С;
перекрытия $A_{вл} = -5°$ С; $t_у = 40°$ С.

3. Расчетные средние температуры наружных стен и перекрытий в период строительства — по формулам (231) и (232) равны:
стены из красного кирпича

$$\Delta t = -31 - 0{,}8 \cdot 18{,}1 = -45{,}4°\text{ С};\ \Delta\theta = 0°\text{ С};$$

стены из силикатного кирпича

$$\Delta t = -31 - 0{,}8 \cdot 18{,}1 - (-7) - 0{,}5 \cdot 30 = -53{,}4°\text{ С};\ \Delta\theta = 0°\text{ С};$$

перекрытия

$$\Delta t = -31 - 0{,}8 \cdot 18{,}1 - (-5) - 0{,}5 \cdot 40 = -60{,}4°\text{ С};\ \Delta\theta = 0°\text{ С}.$$

4. В период эксплуатации:
стены из красного кирпича — по формуле (227) и (228)

$$\Delta t = 0{,}5[0{,}5(-31+18) - 27{,}3] = -16{,}9°\text{ С};$$
$$\Delta\theta = 18 - (-31) = 49°\text{ С};$$

стены из силикатного кирпича

$$\Delta t = 0{,}5[0{,}5(-31+18) - 27{,}3] - (-7) - 30 = -39{,}9;$$
$$\Delta\theta = 18 - (-31) = 49°\text{ С};$$

перекрытия междуэтажные — по формулам (229) и (230)

$$\Delta t = 0{,}5(18-27{,}3)-36 = -40{,}6^\circ\,C;\quad \Delta\theta = 0^\circ\,C;$$

перекрытия лоджий

$$\Delta t = 0{,}5(-31-27{,}3)-(-5)-36 = -60{,}2^\circ\,C;\quad \Delta\theta = 0^\circ\,C,$$

где по формуле (233) $t_{у.а} = (1-0{,}2\cdot 0{,}5)40 = 36^\circ\,C$.

5. За расчетные значения принимаются (с округлением)

I. ЗДАНИЕ БЕЗ ТЕМПЕРАТУРНЫХ ШВОВ

Конструкции

Здание девятиэтажное с поперечными несущими стенами через 6,15 *м*. Со стороны фасада по оси *А* устраиваются открытые лоджии. Длина здания 136 *м*, средняя высота над уровнем отмостки 29 *м*, ширина 14,4 *м*. Наружные и внутренние стены выполняются из силикатного кирпича марки 100 на растворе марки 50. Перекрытия

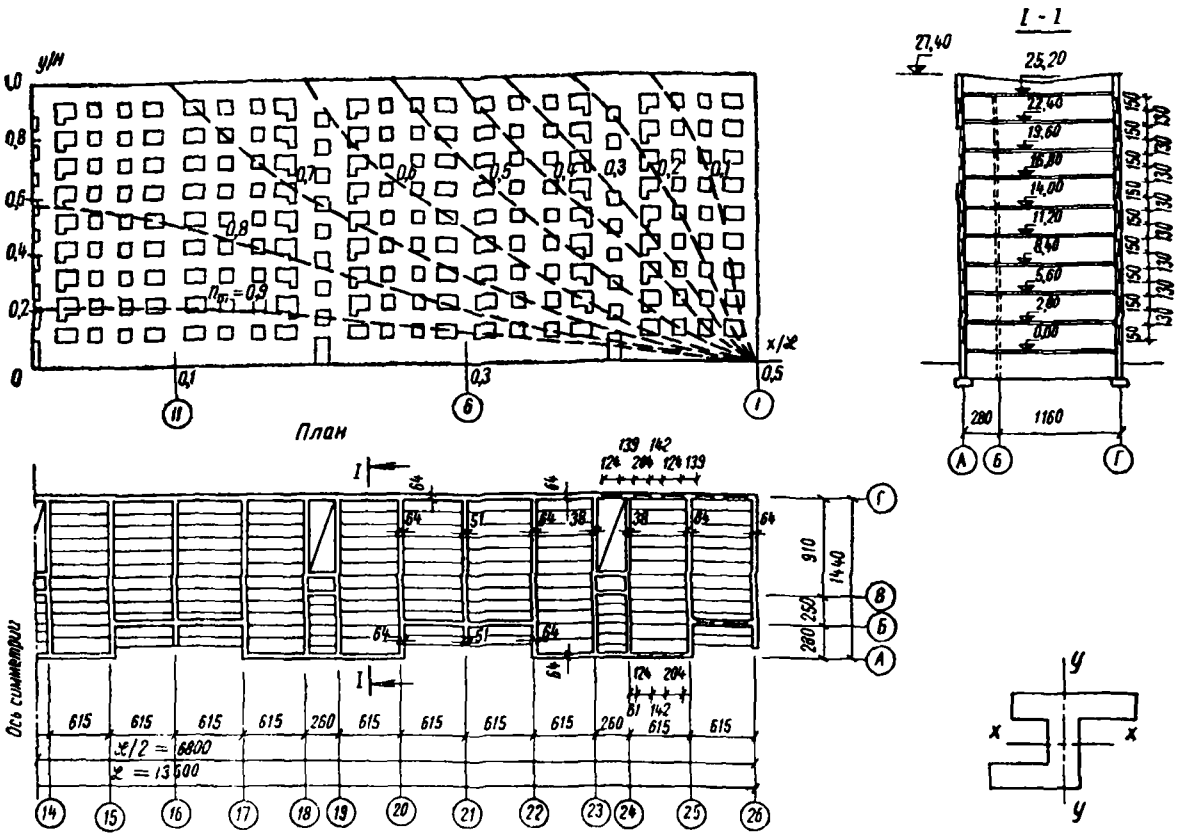


Рис. 115. План, фасад и разрез 9-этажного жилого дома длиной 136 *м* без температурных швов

а) строительный период:
стены из красного кирпича $\Delta t = -45^\circ\,C$; $\theta\Delta = 0^\circ\,C$;
стены из силикатного кирпича $\Delta t = -53^\circ\,C$; $\Delta\theta = 0^\circ\,C$;
перекрытия $\Delta t = -60^\circ\,C$; $\Delta\theta = 0^\circ\,C$;

б) период эксплуатации:
стены из красного кирпича $\Delta t = -17^\circ\,C$; $\Delta\theta = 50^\circ\,C$;
стены из силикатного кирпича $\Delta t = -40^\circ\,C$; $\Delta\theta = 50^\circ\,C$;
перекрытия междуэтажные $\Delta t = -40^\circ\,C$; $\Delta\theta = 0^\circ\,C$;
перекрытия лоджий $\Delta t = -60^\circ\,C$; $\Delta\theta = 0^\circ\,C$.

Пример 18. Расчет конструкций девятиэтажного кирпичного жилого дома с поперечными несущими стенами на температурно-влажностные воздействия.

Расчет девятиэтажного жилого дома длиной 136 *м* (рис. 115) производится в двух вариантах: как здания без температурных швов и здания с двумя температурными швами. Район строительства — Москва.

из сборных железобетонных плит с круглыми пустотами марки 200 ($F_а = 5{,}6$ *см*^{2}; $E_б = 200\,000$ *кГ/см*^{2}, $\alpha = 10^{-5}$ *1/град*, $n = E_а/E_б = 10{,}5$) заделаны в поперечные стены на 15 *см*.

Перемычки над проемами сборные железобетонные марки 200. В наружных стенах над оконными и дверными проемами укладываются по четыре перемычки размерами 14×12 *см* ($F_а = 4\times 1{,}13 = 4{,}52$ *см*^{2}, $F_б = 672$ *см*^{2}).

Расчетные температуры конструкций

Расчетные приведенные температуры конструкций, которые помимо температуры учитывают также влияние влажности воздуха и усадку, определяются в соответствии с указаниями п. 2. Расчетные средние температуры сечения Δt и перепады температуры по толщине $\Delta\theta$ принимаются для Москвы следующие:

а) строительный период:
стены $\Delta t_c = -53°$ С; $\Delta\theta_c = 0°$ С;
перекрытия $\Delta t_p = -60°$ С; $\Delta\theta = 0°$ С;
б) период эксплуатации:
стены $\Delta t_c = -40°$ С; $\Delta\theta_c = 50°$ С;
перекрытия междуэтажные $\Delta t_p = -40°$ С; $\Delta\theta_p = 0°$ С;
перекрытия лоджий $\Delta t_p = -60°$ С; $\Delta\theta_p = 0°$ С.

Расчетные характеристики кладки

Расчетное сопротивление кладки сжатию из кирпича марки 100 на растворе марки 50, $R = 15$ *кГ/см²* (глава СНиП II-В.2-71).

Расчетное сопротивление кладки растяжению по перевязанному сечению $R_p = 1{,}8$ *кГ/см²*.

Временное сопротивление кладки растяжению по перевязанному сечению $\bar{R}_p = 2{,}25R_p = 4$ *кГ/см²*.

Модуль деформаций кладки $E_к = 0{,}5E_0 = 0{,}5 \times 22\,000 = 11\,000$ *кГ/см²*, где $E_0 = 22\,000$ *кГ/см²*.

Коэффициент линейного расширения кладки из силикатного кирпича $\alpha_к = 10^{-5}$ *1/град*.

Упругие характеристики кладки стен и перекрытий при отсутствии в кладке трещин (первая стадия)

а) Наружные стены

Здание имеет регулярную конструктивную схему. В связи с этим достаточно рассмотреть напряженное состояние какого-либо одного участка наружной стены между осями двух поперечных стен.

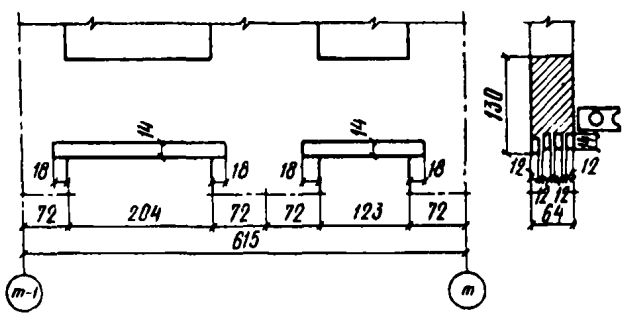


Рис. 116. К расчету межоконного пояса наружной стены

Расчетная схема такого участка (межоконного пояса) стены между осями m—1 и m длиной $l_m = 615$ *см* показана на рис. 116.

По формуле (234)

$$\lambda_к = \frac{1}{11\,000 \cdot 130 \cdot 64} = 1{,}09 \cdot 10^{-8}\ 1/кг;$$

по формуле (238) для кладки с перемычкой

$$\lambda_{пр} = \frac{1}{11\,000\,(130-14)\,64 + 100\,000\,(672 + 2 \cdot 10{,}5 \cdot 4{,}52)} = 0{,}63 \cdot 10^{-8}\ 1/кг.$$

По формуле (262) приведенный коэффициент податливости стены по длине $l_m = 615$ *см* с учетом формул (235) и (239)

$$\Sigma c_{cm} = \lambda_{пр}(204 + 123) + \lambda_к \cdot 4{,}72 = 0{,}63 \cdot 10^{-8} \cdot 327 + 1{,}09 \times 10^{-8} \cdot 288 = 0{,}521 \cdot 10^{-5}\ см/кг.$$

Приведенная податливость стены

$$\lambda_{cm}^{пр} = \Sigma c_{cm} / l_m = 0{,}521 \cdot 10^{-5} / 615 = 0{,}847 \cdot 10^{-8}\ 1/кг.$$

б) Поперечные стены

Расчетная схема участка перекрытия между осями поперечных стен m—1 и m показана на рис. 117. Рассматриваются случаи опирания плит перекрытий на стены сплошной кладки (m—1) и на кладку с вентиляционными каналами (m).

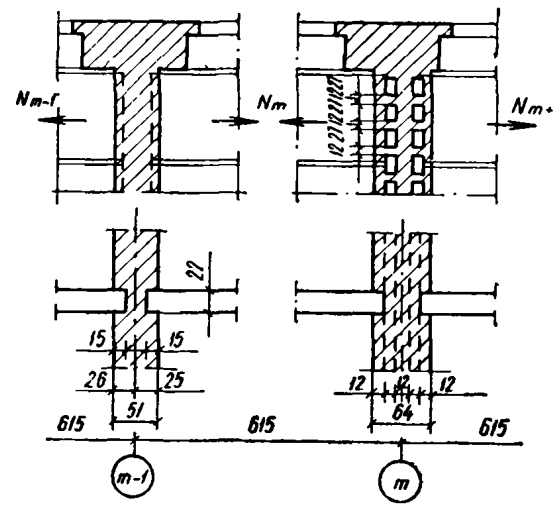


Рис. 117. К расчету кладки поперечных стен в местах заделки плит перекрытий

Коэффициент упругой податливости кладки на ширине плиты ($d_п = 120$ *см*) по формулам (243) и (244):
стена сплошной кладки по оси m—1

$$c_к^{m-1} = \frac{0{,}013 \cdot 15 \operatorname{cth} 0{,}013 \cdot 15}{11\,000 \cdot 120} = 0{,}077 \cdot 10^{-5}\ см/кг,$$

где $\lambda = \sqrt{\dfrac{22\,000}{2 \cdot 22 \cdot 200\,000 \cdot 15}} = 0{,}013;$

стена с вентиляционными каналами по оси m

$$c_к^m = \frac{0{,}013 \cdot 15 \operatorname{ctg} 0{,}013 \cdot 15}{11\,000 \cdot 39} = 0{,}235 \cdot 10^{-5}\ см/кг,$$

где $d_п = 120 - 3 \cdot 27 = 39$ *см* (за вычетом ширины вентиляционных каналов).

Коэффициент упругой податливости плиты перекрытий при наличии в бетоне трещин по формуле (242)

$$c_п = \frac{0{,}7 \cdot 558}{21 \cdot 10^5 \cdot 5{,}6} = 3{,}33 \cdot 10^{-5}\ см/кг,$$

где $l_п = 615 - 25 - 32 = 558$ *см*.

По формуле (262) приведенный коэффициент податливости перекрытия на длине $l_m = 615$ *см*

$$\Sigma c_{pm} = 3{,}33 \cdot 10^{-5} + 2 \cdot 0{,}077 \cdot 10^{-5} = 3{,}484 \cdot 10^{-5}\ см/кг.$$

Продольные силы, напряжения и раскрытие трещин в элементах стен и перекрытий

Продольные усилия в стенах и перекрытиях определяются по формулам (260), (261) и (263), где коэффициенты n_m принимаются по табл. 87 для здания с отношением $L/H = 136/29 = 4{,}7 \approx 5$.

Линии равных значений коэффициентов n_m в плоскости стены показаны на рис. 115 (фасад).

Стены и перекрытия рассчитываются на наиболее неблагоприятные сочетания температур, влажности и усадки, которые могут иметь место как в период строительства, так и в период эксплуатации.

а) Наружные стены

По формулам (260) и (263) продольные силы в наружных стенах в общем случае равны:

$$N_{c\,m} = \frac{n_m\,10^{-5}\,(204+123+4\cdot72)\,\Delta t_c}{0{,}521\cdot10^{-5}} + \Delta N_m = 1180 n_m\,\Delta t_c + \Delta N_m,$$

где

$$\Delta N_m = \frac{(1-n_m)\,615}{0{,}521\cdot10^{-5}+\frac{1}{3{,}6}\,2{,}9\cdot10^{-5}} \times \left[\frac{\alpha_к}{2}\,(-31+t_в) - \alpha_р\,t_в\right] = 232\cdot10^5\,(1-n_m)\,[\alpha_к\,(-31+t_в) - 2\alpha_р\,t_в];$$

$$\sum c'_р = \frac{1}{d_п}\sum c_{р\,m} = \frac{3{,}484\cdot10^{-5}}{1{,}2} = 2{,}9\cdot10^{-5}\ см/кг.$$

Строительный период

Расчетные температуры: $\Delta t = -53°$ С; $\Delta\theta = 0°$ С; $t_в = t^{мин}_{ср.сут} = -31°$ С.

Продольное усилие в стене — по формуле (260) в общем случае

$$\Delta N_m = 232\cdot10^5\,(1-n_m)\,[10^5\,(-31-31) - 2\cdot10^5\,(-31)] = 0;$$

$$N_{c\,m} = 1180 n_m\,(-53) + 0 = -62\,600 n_m.$$

То же, в уровне первого этажа ($n_m = 0{,}9$),

$$N_c = -62\,600\cdot0{,}9 \times 56\,300 = -56\,300\ кг.$$

Максимальное растягивающее напряжение в кладке межоконного пояса в уровне первого этажа — по формуле (271)

$$\sigma_к = -\frac{56\,300}{8320} = -6{,}8\ кГ/см^2 > \bar{R}_р = 4\ кГ/см,$$

где $F_к = 130\cdot64 = 8320\ см^2$. В кладке возникнут трещины.

Верхняя граница зоны развития трещин определяется из формулы (271), полагая в ней $\sigma_к = \bar{R}_р$, $N_{c\,m} = -62\,600\,n_m$, откуда

$$n_m = \frac{R_р F_к}{62\,600} = \frac{4\cdot130\cdot64}{62\,600} = 0{,}53.$$

Максимальное раскрытие трещин в кладке по концам перемычек — по формуле (278)

$$\delta_в = (-53)\,[(72+72-2\cdot18)\,10^{-5} + (204+2\cdot18)\,10^{-5}] = 0{,}18\ см = 1{,}8\ мм < 2\ мм,$$

что удовлетворяет требованиям табл. 84. Армирование кладки не требуется.

Период эксплуатации

Расчетные температуры: $\Delta t = -40°$ С; $\Delta\theta = 50°$ С; $t_в = 18°$ С.

Продольное усилие в стене — по формуле (260) в общем случае $N_{c\,m} = 1180 n_m\,(-40) + 232\cdot10^5\,(1-n_m)\,[10^{-5}\,(-31+18) - 2\cdot10^{-5}\cdot18] = -47\,200 n_m - 11\,370\,(1-n_m) = -(35\,830 n_m + 11\,370)\ кг.$

То же, в уровне первого этажа ($n_m = 0{,}9$)

$$N_c = -(35\,830\cdot0{,}9 + 11\,370) = -43\,620\ кг.$$

Максимальное растягивающее напряжение в кладке стены в уровне первого этажа — по формуле (271)

$$\sigma_к = \frac{43\,620}{8320} + \frac{10^{-5}\cdot50\cdot11\,000}{2} = 5{,}25 + 2{,}75 = 8\ кг/см^2 \quad R_р = 4\ кГ/см^2.$$

В кладке возникнут трещины.

Максимальное раскрытие трещин в кладке первого этажа снаружи по концам перемычек — по формуле (278) равно:

$$\delta_н = \left(40 + \frac{50}{4}\right)\,[10^{-5}\,(2\cdot72 - 2\cdot18) - 10^{-5}\,(204 + 2\cdot18)] = 0{,}18\ см = 1{,}8 < 2\ мм,$$

что удовлетворяет требованиям табл. 84.

б) Перекрытия

Междуэтажные перекрытия и перекрытия лоджий рассчитываются только для условий строительного периода, когда имеют место наиболее неблагоприятные изменения температуры $\Delta t = -60°$ С; $\Delta 0 = 0°$ С. Рассматривается случай опирания плит на поперечные стены сплошной кладки и с вентиляционными каналами (рис. 117).

Неармированная кладка опор

Продольные усилия в плитах перекрытий определяются по формуле (261) и (263) при $t_в = t^{мин}_{ср.сут} = -31°$ С.

$$N_{m\,р} = \frac{n_m 10^{-5}\,(558+25+32)\,(-60)}{(3{,}33+0{,}077+0{,}235)\,10^{-5}} - 0 = -10\,120 n_m\ кг,$$

где по формуле (263) $\Delta N = 0$ (см. выше).

То же, для перекрытия над первым этажом ($n_m = 0{,}9$),

$$N_р = -10\,120\cdot0{,}9 = -9100\ кг.$$

Максимальные растягивающие напряжения в кладке опор по формуле (272) при $N_{m-1} \approx N_m$ и $\Delta\theta = 0$ равны:

стена по оси m—1

$$\sigma^{макс}_к = \frac{1{,}07\cdot9100}{120}\left(\frac{1}{15} + \frac{1}{25+25-15}\right) = 7{,}7\ кГ/см^2 \quad \bar{R}_р = 4\ кГ/см^2;$$

стена по оси m

$$\sigma^{макс}_к = \frac{1{,}07\cdot9100}{39}\left(\frac{1}{15} + \frac{1}{32+32-15}\right) = 21{,}8\ кГ/см^2 \quad \bar{R}_р = 4\ кГ/см^2.$$

В обоих случаях в кладке опор первого этажа возникнут трещины.

Максимальное раскрытие трещин на опорах по формуле (278)

$$\delta_н = (-60°)\,10^{-5}\cdot615 = 0{,}36\ см = 3{,}6\ мм,$$

что не удовлетворяет требованиям табл. 84.

Кладку следует армировать.

Верхняя граница развития трещин в кладке опор на поперечные стены находится из формулы (272), полагая в ней

$$\sigma_к = \bar{R}_р;\quad N_{c\,m-1} \approx N_{c\,m} = -10\,120\,n_m;$$

для стены по оси m—1 $n_m = 0{,}47 \approx 0{,}5$;
для стены по оси m, $n_m = 0{,}15$.

Армированная кладка опор

Потребное количество арматуры класса А-II ($R_a = 2400$ *кг/см²*) для армирования кладки опор плит перекрытий определяется по формуле

$$F_a = N_{pm}/R_m = 10\,120\, n_m/2400 = 4{,}2\, n_m;$$

для перекрытия первого этажа ($n_m = 0{,}9$)

$$F_a = 4{,}2 \cdot 0{,}9 = 3{,}8 \text{ см}^2.$$

При косвенном армировании кладки стен достаточного сечения дополнительное (температурное) армирование не обязательно.

Коэффициенты упругой податливости армированной кладки опор перекрытия первого этажа вычисляются по формулам (242)

$$c^{m-1}_{a.к} = \frac{0{,}7\,(25-15)}{21 \cdot 105 \cdot 3{,}8} = 0{,}09 \cdot 10^{-5} \text{ см/кг};$$

$$c^{m}_{a.к} = \frac{0{,}7\,(32-15)}{21 \cdot 10^5 \cdot 3{,}8} = 0{,}15 \cdot 10^{-5} \text{ см/кг}.$$

Продольное усилие в кладке и плите перекрытия первого этажа ($n_m = 0{,}9$) по формуле (261)

$$N_p = \frac{0{,}9\,(558 + 25 + 32)\,10^{-5}\,(-60)}{(3{,}33 + 0{,}09 + 0{,}15)\,10^{-5}} = -9300 \text{ кг}$$

напряжение в арматуре $\sigma_a = 9300/3{,}8 = 2450$ *кГ/см²* $\approx$ ≈ 2400 *кГ/см²*.

Максимальное раскрытие трещин в армированной кладке по формуле (280):

по оси m—1, $\delta_т = 0{,}09 \cdot 10^{-5} \cdot 9300 = 0{,}008$ *см* = $= 0{,}08$ *мм* $< 0{,}3$ *мм*;

по оси m, $\delta_т = 0{,}15 \cdot 10^{-5} \cdot 9300 = 0{,}014$ *см* $= 0{,}14$ *мм* $<$ $< 0{,}3$ *мм*,

что удовлетворяет требованиям табл. 84.

в) Наружные стены лестничных клеток

Расчетная схема стен и перекрытий средней лестничной клетки показана на рис. 118.

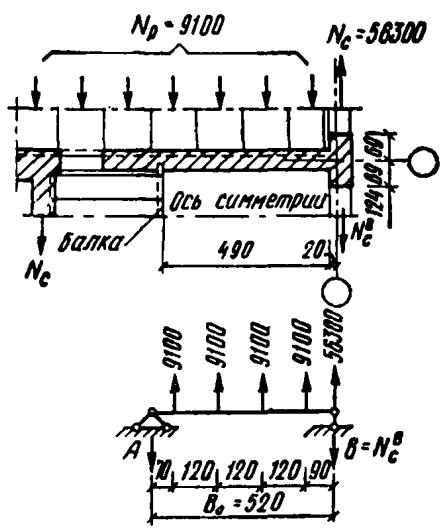


Рис. 118. К расчету усилий в наружной стене лестничной клетки

Расчет производится для строительного периода как наиболее неблагоприятного $\Delta t_c = -53°$ С; $\Delta t_p = -60°$ С.

Расчетные усилия в наружных стенах и перекрытиях 1-го этажа равны (см. выше):

в наружной стене $N_c = 5630$ *кг*;

в плите перекрытия $N_p = 9100$ *кг*.

Продольное усилие в наружной стене первого этажа лестничной клетки по формуле (269)

$$N^в_c = 56\,300 + \frac{9100}{520}\,(70 + 190 + 310 + 430) =$$

$$= 56\,300 + 17\,500 = 73\,800 \text{ кг}.$$

Растягивающее напряжение в кладке межоконного пояса сечением 130×64 *см* равно:

$$\sigma_к = \frac{73\,800}{130 \cdot 64} = 8{,}9 \text{ кГ/см}^2 > \bar{R}_p = 4 \text{ кГ/см}^2.$$

В кладке возникнут трещины.

Максимальное раскрытие трещин по формуле (278) $\delta_н = (-60)\,10^{-5}(260-38) = 0{,}13$ *см* $= 1{,}3$ *мм* < 2 *мм* (табл. 84). Армирование не требуется.

II. ЗДАНИЕ С ТЕМПЕРАТУРНЫМИ ШВАМИ

Аналогичным образом производится расчет здания с температурными швами (рис. 119).

Для этого случая усилия и перемещения стен и перекрытий определяются в пределах каждого температурного отсека.

В рассматриваемом случае здание в соответствии с требованиями главы СНиП II-В.2-71 разрезается двумя температурными швами на три отсека длиной 48+ +40+48 *м*.

На рис 119 показаны линии относительных напряжений n_m для крайнего и среднего отсеков длиной 48 и 40 *м*. Соответствующие отношения $L/H = 1{,}7$ и 1,5 (табл. 87). Жесткостные характеристики элементов стен и перекрытий остаются без изменения.

Усилия и напряжения в элементах стен и перекрытий в общем случае находятся по тем же формулам. Различие результатов обоих расчетов, как это видно из рассмотрения графиков изолиний коэффициентов n_m на рис. 115 и 119, заключается только в уровне верхних границ развития в стенах и опорах перекрытий трещин. При разрезке здания температурными швами зона развития трещин в наружных и внутренних стенах ($n_m = 0{,}5$) резко уменьшается и не распространяется выше третьего этажа. Последнеее позволяет ограничить зону усиления арматурными сетками кладки опор перекрытий на поперечные стены в пределах первого и второго этажей. При наличии достаточного косвенного армирования поперечных стен указанное температурное армирование опорных участков перекрытий можно не выполнять.

Пример 19. Определить температурные усилия в стенах и перекрытии одноэтажного промышленного здания пролетом $l = 18$ *м* и высотой $h = 3{,}9$ *м* (до низа железобетонных балок), показанного на рис. 120 при расчетном изменении температуры $\Delta t = 50°$ С.

Стены кирпичные с пилястрами из красного кирпича марки 75 и раствора марки 75. Перекрытие из сборных железобетонных плит по железобетонным балкам пролетом 18 *м*.

Здание в поперечнике представляет однажды статически неопределимую раму, стойки которой имеют разную изгибную жесткость (рис. 120, *в*). Изгибная жесткость стойки AB на высоте $h_1 = 315$ *см*, $B_1 = 14{,}9 \cdot 10^{10}$ *кг·см²*; на высоте $h_2 = 75$ *см*, $B_2 = 6 \cdot 10^{10}$ *кГ/см²*; стойки CD — $h = 390$ *см*; $B_3 = 9{,}1 \cdot 10^{10}$ *кГ/см²*.

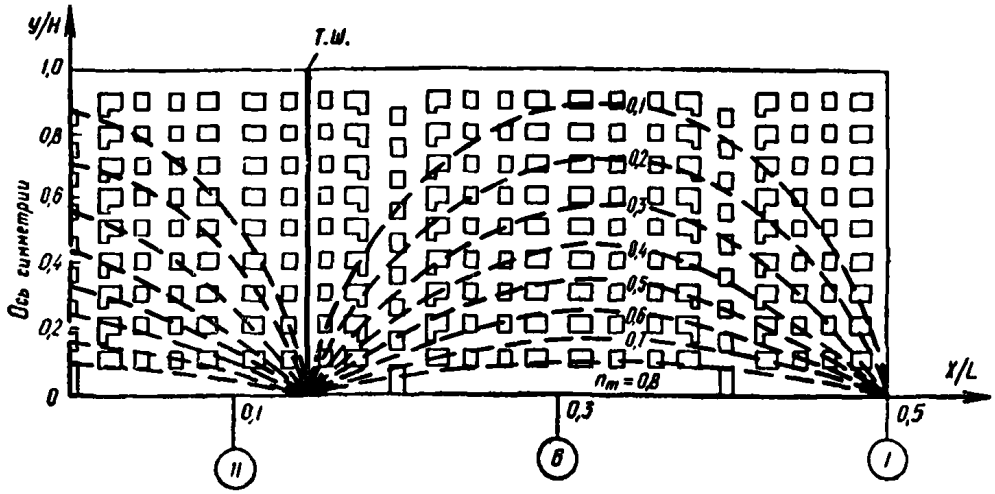


Рис. 119. Изолинии напряжений n_m в стенах жилого дома длиной 136 *м* с двумя температурными швами

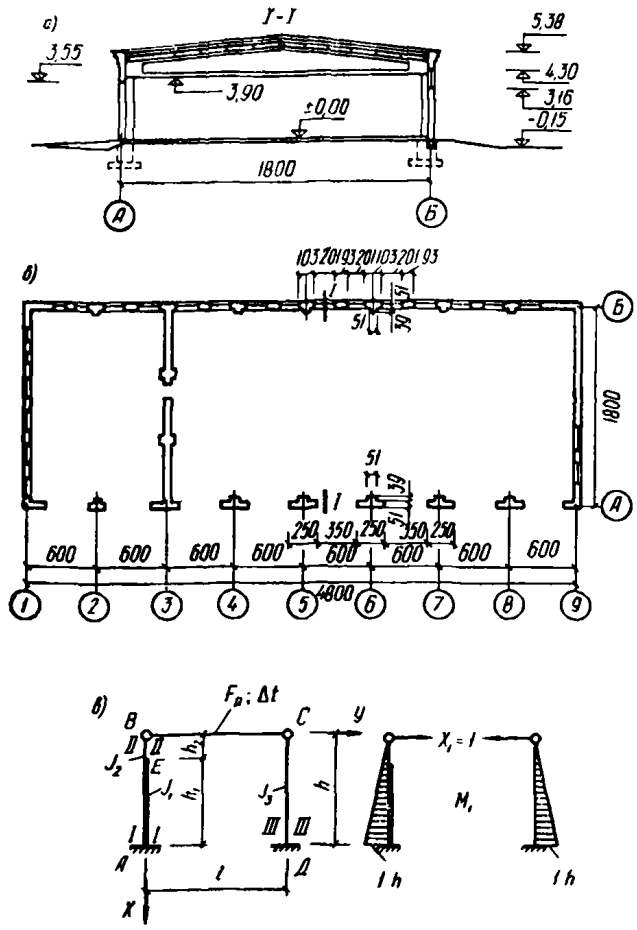


Рис. 120. К расчету температурных усилий в стенах и перекрытии одноэтажного промышленного здания

а, б — разрез и план; *в* — расчетная схема рамы

Коэффициент упругой податливости балки (без учета трещин) — $c_р = 5{,}27 \cdot 10^{-6}$ *см/кг*, коэффициент температурного расширения $\alpha = 10^{-5}$ *1/град*.

При решении статической задачи методом сил за неизвестное принимаем усилие в ригеле (балке), которое находится из уравнения упругих и температурных перемещений

$$\delta_{11} X + \Delta_{1t} = 0,$$

откуда

$$X = -\Delta_{1t}/\delta_{11}. \qquad (а)$$

Коэффициент δ_{11} вычисляется с учетом упругой податливости ригеля (начало координат вверху стоек)

$$\delta_{11} = \int_0^{h_2} \frac{M_1^2\,dx}{B_2} + \int_{h_2}^{h} \frac{M_1^2\,dx}{B_1} + \int_0^{h} \frac{M_1^2\,dx}{B_3} + \int_0^{l} \frac{N_1^2\,dy}{[EF]_р} =$$

$$= \frac{h_2^3}{3B_2} + \frac{h^3 - h_2^3}{3B_1} + \frac{h^3}{3B_3} + c_р 1 = \frac{75^3}{3 \cdot 6 \cdot 10^{10}} +$$

$$+ \frac{390^3 - 75^3}{3 \cdot 14{,}9 \cdot 10^{10}} + \frac{390^3}{3 \cdot 9{,}1 \cdot 10^{10}} + 5{,}27 \cdot 10^{-6} =$$

$$= 357 \cdot 10^{-6}\ см/кг,$$

где $M_1 = 1\ X$; $c_р = l/[EF]_р$.

Коэффициент Δ_{it} находится по формуле (для ригеля)

$$\Delta_{it} = \int_0^{l} \alpha \Delta t N_1 dy = \alpha \Delta t l \cdot 1 = 10^{-5} \cdot 50 \cdot 1800 = 0{,}9\ см = 9\ мм.$$

Подставляя в формулу (а) найденные значения коэффициентов, получим усилие в ригеле

$$N_р = X = -\frac{0{,}9}{357 \cdot 10^{-6}} = 2520\ кг$$

(при жестком ригеле $c_р = 0$, $N_р = 2560$ *кг*).

Изгибающие моменты внизу стоек (сечения *I—I* и *III—III*)

$$M_A = M_D = N_р h = 2520 \cdot 3{,}9 = 9840\ кг \cdot м;$$

то же, в сечении *II—II*

$$M_E = N_р h_2 = 2520 \cdot 0{,}75 = 1890\ кг \cdot м.$$

Перемещения (прогибы) стоек вверху:

стойка *AB*

$$\Delta_B = \left(\frac{h^3 - h_2^3}{3B_1} + \frac{h_2^3}{3B_2} \right) N_р =$$

$$= \left(\frac{390^3 - 75^3}{3 \cdot 14{,}9 \cdot 10^{10}} + \frac{75^3}{3 \cdot 6 \cdot 10^{10}} \right) 2520 = 0{,}34\ см = 3{,}4\ мм;$$

стойка CD

$$\Delta_c = \frac{h^3 N_p}{3B_3} = \frac{390^3 \cdot 2520}{3 \cdot 9{,}1 \cdot 10^{10}} = 0{,}55\ см = 5{,}5\ мм.$$

Удлинение ригеля

$$\Delta_p = 9 - (3{,}4 + 5{,}5) = 0{,}1\ мм.$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

СОПРОТИВЛЕНИЕ ТЕПЛОПЕРЕДАЧЕ КАМЕННЫХ СТЕН

1. Сопротивление теплопередаче R_0 должно быть не менее сопротивления теплопередаче $R_0^{тр}$, требуемого из санитарно-гигиенических условий в соответствии с указаниями главы СНиП II-А.7-71 «Строительная теплотехника. Нормы проектирования».

Величины требуемых сопротивлений теплопередаче стен для разных видов зданий в зависимости от зимней расчетной температуры приводятся в табл. 88.

Таблица 88

Требуемое сопротивление теплопередаче $R_0^{тр}$ для наружных стен

Помещения	Расчетные значения температуры наружного воздуха $t_н$ в *град*									
	—5	—10	—15	—20	—25	—30	—35	—40	—45	—50
1. Жилые, а также общественные здания (больницы, поликлиники, детские ясли-сады) $t_в$=18° С и $\Delta t^н$=6° С . . .	0,51	0,62	0,73	0,85	0,96	1,07	1,18	1,29	1,40	1,51
2. Общественные здания (за исключением указанных в поз. *1*), административные здания, а также вспомогательные здания и помещения промышленных предприятий, за исключением помещений с влажным и мокрым режимом $t_в$=18° С и $\Delta t^н$=7° С . . .	0,44	0,53	0,63	0,72	0,82	0,92	1,01	1,11	1,2	1,3
3. Отапливаемые производственные здания с расчетной относительной влажностью внутреннего воздуха менее 50% $t_в$=15° С и $\Delta t^н$=10° С . . .	0,27	0,34	0,40	0,47	0,54	0,60	0,67	0,74	0,80	0,87
4. Отапливаемые производственные здания с расчетной влажностью внутреннего воздуха от 50 до 60% $t_в$ = =15° С и $\Delta t^н$ = =8° С	0,33	0,42	0,50	0,59	0,67	0,75	0,84	0,92	1,0	1,08
5. Производственные здания с избыточными тепловыделениями и расчетной относительной влажностью внутреннего воздуха не более 45% $t_в$=20° С и $\Delta t^н$=12° С . . .	0,28	0,33	0,39	0,45	0,50	0,50	0,60	0,67	0,72	0,78

Примечание. Расчетные зимние температуры наружного воздуха должны приниматься в зависимости от массивности ограждающих конструкций (см. п. 2.4 главы СНиП II-А.7-71).

2. Величина сопротивления теплопередаче R_0 в $м^2 \cdot ч \cdot °С/ккал$ многослойных конструкций определяют по формуле

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_в} + R_1 + R_2 + R_{в.п} + \cdots + R_n + \frac{1}{\alpha_н}, \qquad (281)$$

где $\alpha_в$ — коэффициент теплопередачи внутренней поверхности стены;

$\alpha_н$ — то же, наружной поверхности;

R_1, R_2, $R_{в.п}$..., R_n — термические сопротивления отдельных слоев ограждающей конструкций и замкнутой воздушной прослойки $R_{в.п}$.

Для ограждений с участками неодинаковой теплопроводности (из пустотелых блоков, камней, панелей с вкладышами и т. п.) термическое сопротивление следует вычислять следующим образом:

а) плоскостями, параллельными направлению теплового потока, ограждение разрезают на характерные в теплотехническом отношении участки, состоящие из одного или нескольких слоев. Термическое сопротивление ограждения вычисляют по формуле

$$R_{11} = \frac{F_1 + F_2 + \cdots + F_n}{\frac{F_1}{R_1} + \frac{F_2}{R_2} + \cdots + \frac{F_n}{R_n}}, \qquad (282)$$

где R_1, R_2,..., R_n — термические сопротивления отдельных участков по поверхности ограждения, вычисляемых по формуле

$$R = \frac{\delta}{\lambda}; \qquad (283)$$

δ — толщина слоя в *м*;

λ — коэффициент теплопроводности материала;

F_1, F_2, . ., F_n — площади участков по поверхности ограждения с различными коэффициентами теплопроводности;

б) плоскостями, перпендикулярными направлению теплового потока, ограждение разрезают на слои, из которых одни могут состоять только из одного материала, а другие — из участков с различными материалами. Термическое сопротивление однородных слоев вычисляют по формуле (283), а термическое сопротивление слоев неоднородных — по формуле (282). Термическое сопротивление всего ограждения $R_\perp$ получают как сумму термических сопротивлений отдельных слоев.

Если величина R_{11} превышает величину $R_\perp$ не более чем на 25%, то термическое сопротивление ограждения вычисляют по формуле

$$R = \frac{R_{11} + 2R_\perp}{3}, \qquad (284)$$

Если величина R_{11} превышает величину $R_\perp$ больше, чем на 25%, а также если ограждение имеет выступы в плане, то его термическое сопротивление следует вычислять по расчету температурного поля.

Пример 1. Определить сопротивление теплопередаче наружной стены (рис. 121) из кирпичной кладки с утеплителем из минераловатных плит γ=170 $кг/м^3$ для жилого дома в климатических условиях Москвы. Москва расположена в зоне с климатом «нормальной влажности» (см. карту рис. 1 главы СНиП II-А.7-71). Влажностный режим жилых помещений относится к категории «нормальный». Следовательно, согласно табл. 2 приложения 2 к главе СНиП II-А.7-71 расчетные значения λ надлежит принимать по графам Б табл. 1 приложения 2 к главе СНиП II-А.7-71.

Коэффициенты теплопроводности материалов в $ккал/м \cdot ч \cdot °С$ принимаем:

кладки из глиняного кирпича — 0,7;

минераловатных плит — 0,052;

штукатурки — 0,55.

Расчет ведется по площади 117×100=11 700 $см^2$. Поскольку стена неоднородна, определяем ее термиче-

ское сопротивление, разрезая плоскостями, параллельными и перпендикулярными тепловому потоку.

1) При разрезке ограждения плоскостями, параллельными тепловому потоку имеем два участка *I* и *II*.

Участок I

Наружная кирпичная стенка толщиной 12 *см*

$$R_1 = \frac{0{,}12}{0{,}7} = 0{,}171.$$

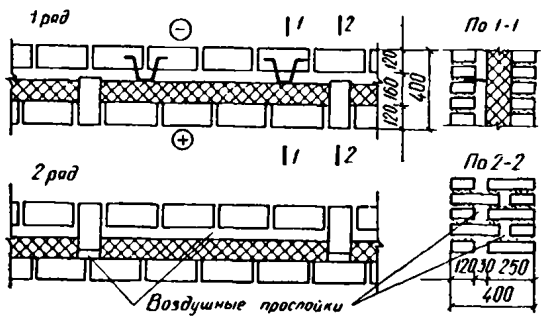


Рис. 121. К расчету теплосопротивления стены

Минераловатная плита толщиной 7 см

$$R_2 = \frac{0{,}07}{0{,}052} = 1{,}35.$$

Внутренняя кирпичная стенка толщиной 12 *см*

$$R_3 = \frac{0{,}12}{0{,}7} = 0{,}171.$$

Штукатурка на внутренней поверхности толщиной 1,5 *см*

$$R_4 = \frac{0{,}015}{0{,}55} = 0{,}03.$$

Воздушная прослойка $R_{в.п}$ толщиной 9 *см* находится в зоне отрицательных температур. По табл. 4 главы СНиП II-А.7-71 ее термическое сопротивление $R_{в.п} = 0{,}21$, умноженное на коэффициент, зависящий от разности температур на поверхностях воздушной прослойки. Примем его на основе предварительных расчетов равным 1,12 и термическое сопротивление воздушной прослойки будет

$$R_{в.п} = 0{,}21 \cdot 1{,}12 = 0{,}23 \ м^2 \cdot ч \cdot °C/ккал.$$

Для проверки этого коэффициента нужно определить сопротивление теплопередаче участка *I* по формуле (281)

$$R_0 = 0{,}133 + 0{,}171 + 1{,}35 + 0{,}171 + 0{,}23 + 0{,}03 + 0{,}05 = 2{,}13 \ м^2 \cdot ч \cdot °C/ккал.$$

Температуру внутренней поверхности любого *n*-го слоя ограждающей конструкции, считая нумерацию слоев от внутренней поверхности ограждения, определяем по формуле

$$\tau_п = t_в - \frac{t_в - t_н}{R_0}\left(\frac{1}{\alpha_в} + \Sigma_{n-1} R\right), \qquad (285)$$

где $t_в$ — температура воздуха в помещении в *град*;
$t_н$ — температура наружного воздуха в *град*;
R_0 — сопротивление теплопередаче конструкции;
$\alpha_в$ — коэффициент теплопередачи внутренней поверхности ограждающей конструкции;
ΣR — сумма термических сопротивлений $(n-1)$ первых слоев конструкции, расположенных между ее внутренней поверхностью и поверхностью, температура которой определяется $(\tau_п)$.

Принимая $t_в = 18°$ С; $t_н = -31°$ С (как для «легкой» конструкции) и $\alpha_в = 7{,}5$ и подставляя их значения в термические сопротивления слоев в формулу (285), находим температуры поверхностей воздушной прослойки:

внутренней поверхности

$$\tau_1 = 18 - \frac{(18+31)}{2{,}13}(0{,}133 + 0{,}03 + 0{,}171 + 1{,}35) = -20{,}6° \text{ С};$$

наружной поверхности

$$\tau_2 = 18 - \frac{(18+31)}{2{,}13}(0{,}133 + 0{,}03 + 0{,}171 + 1{,}35 + 0{,}23) = -26° \text{ С}.$$

Перепад температур в воздушной прослойке будет

$$\Delta t = 26 - 20{,}6 = 5{,}4°.$$

Из табл 4 главы СНиП II-А.7-71 видим, что коэффициент 1,12, учитывающий разность температур прослойки, выбран правильно.

Термическое сопротивление участка стены будет:

$$R_I = 0{,}171 + 0{,}23 + 1{,}35 + 0{,}171 + 0{,}03 = 1{,}95.$$

Участок II

Участок II состоит из 4 слоев:
наружной кирпичной стенки толщиной 12 *см*

$$R_1 = \frac{0{,}12}{0{,}7} = 0{,}171;$$

внутренней кирпичной стенки толщиной 25 *см*

$$R_2 = \frac{0{,}25}{0{,}7} = 0{,}357;$$

воздушной прослойки толщиной 3 *см*.

Так как прослойка в рядах кладки располагается в зоне то положительных, то отрицательных температур, ее термическое сопротивление принимается по табл. 4 главы СНиП II-А.7-71 средним

$$R_{в.п} = \frac{0{,}16 + 0{,}19}{2} = 0{,}175.$$

Коэффициента на разность температур вводить не нужно, так как разность температур в прослойке близка к 10°.

Внутренняя штукатурка

$$R_в = \frac{0{,}015}{0{,}55} = 0{,}03.$$

Термическое сопротивление участка II будет

$$R_{II}=0{,}171+0{,}357+0{,}175+0{,}03=0{,}73.$$

Площадь участка $F_{II}=11\,700-10\,500=1200$ *см*^{2}.

По формуле (281) получим

$$R_{11}=\frac{11\,700}{\frac{10\,500}{1{,}95}+\frac{1200}{0{,}73}}=1{,}66.$$

2 Плоскостями, перпендикулярными направлению теплового потока, разрезаем стенку на пять слоев. Вычисляем сопротивление:

слой 1 по кирпичу $R_1=\frac{0{,}12}{0{,}7}=0{,}171$ *м*$^2\cdot$*ч*$\cdot$*град/ккал*;

слой 2 по воздушной прослойке $R_2=0{,}23$ *м*$^2\cdot$*ч*$\cdot$*град/ккал*;

слой 3 по минераловатным плитам $R_3'=\frac{0{,}07}{0{,}052}=1{,}35$ *м*$^2\cdot$*ч*$\cdot$*град/ккал* и $F_I=10\,500$ *см*^{2};

по кирпичу $R_3''=\frac{0{,}12}{0{,}7}=0{,}171$ *м*$^2\cdot$*ч*$\cdot$*град/ккал* и $F_{II}=1200$ *см*^{2}.

По формуле (282) получаем $R_3=\frac{11\,700}{\frac{10\,500}{1{,}35}+\frac{1200}{0{,}171}}=0{,}79\frac{м^2\cdot ч\cdot град}{ккал}$;

слой 4 по кирпичу $R_1=\frac{0{,}12}{0{,}7}=0{,}171$ *м*$^2\cdot$*ч*$\cdot$*град/ккал*;

слой 5 по штукатурке $R_5=0{,}03$.

Таким образом:

$$R_{_}=0{,}171+0{,}23+0{,}79+0{,}171+0{,}03=1{,}39\ м^2\cdot ч\cdot град/ккал.$$

Величину термического сопротивления кирпичной кладки определяем по формуле (284)

$$R=\frac{1{,}66+2\cdot 1{,}39}{3}=1{,}48\ м^2\cdot ч\cdot град/ккал.$$

Для определения сопротивления теплопередаче кирпичной стены принимаем $1/\alpha_в=0{,}133$ и $1/\alpha_н=0{,}05$ *м*$^2\cdot$*ч*$\cdot$*град/ккал*.

Величина сопротивления кирпичной стены будет

$$R_0=0{,}133+1{,}48+0{,}05=1{,}66\ м^2\cdot ч\cdot град/ккал.$$

Пример 2. Определить температуру на внутренней поверхности ограждения, рассмотренного в примере 1. Наиболее теплопроводной частью является поперечная вертикальная стенка.

Определяем температуру внутренней поверхности стенки как теплопроводного включения по формуле

$$\tau_x=t_в-\frac{R_0''+\eta\left(R_0'-R_0''\right)}{R_0'R_0''}\cdot\frac{1}{\alpha_в}(t_в-t_н),\quad (286)$$

где R_0' — сопротивление теплопередаче ограждения $R_0'=1{,}66$;

R_0'' — то же, включения $R_0''=0{,}133+0{,}733+0{,}05=0{,}92$;

η — коэффициент, зависящий от отношения ширины включений к его толщине $\frac{a}{\delta}$;

a — ширина включения $=12$ *см*;

δ — толщина стены $=40$ *см*

$$\frac{a}{\delta}=\frac{12}{40}=0{,}3\ \text{и}\ \eta=0{,}65.$$

Подставляем найденные значения в формулу (286)

$$t_x=18-\frac{0{,}92+0{,}65\,(1{,}66-0{,}92)}{1{,}66\cdot 0{,}92}\,0{,}133(18+31)=12^\circ\text{C}.$$

Температура на внутренней поверхности включения получена 12° С. Температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и внутренней поверхностью включения составил $\Delta t^н=18-12=6$ при допускаемом главой СНиП II-А.7-71 для жилых зданий $\Delta t^н=6^\circ$.

3. Глава СНиП II-А.7-71 не требует производить расчеты влажностного режима:

а) наружных ограждающих конструкций помещений с сухим режимом;

б) однослойных наружных стен помещений с нормальным режимом;

в) двухслойных наружных стен помещений с нормальным режимом, если внутренний слой стены выполнен из тяжелого бетона или других материалов с сопротивлением паропроницанию $R_{в:п}\geqslant 12$;

г) трехслойных наружных стен с внутренним и наружным слоем из бетона или других малопаропроницаемых материалов:

помещений с нормальным режимом, если отношение сопротивления паропроницанию внутреннего слоя к сопротивлению паропроницанию указанных слоев больше 1,2;

помещений с влажным режимом, если отношение сопротивлений паропроницанию наружного слоя больше 1,5.

4. Наружные кирпичные стены, возводимые в различных районах Советского Союза, должны отвечать нормативным требованиям главы СНиП II-А.7-71 в отношении сопротивления теплопередаче, теплоустойчивости, сопротивления воздухопроницаемости и влажностному режиму.

5. Сопротивление теплопередаче R_0 основных типов стен, приведенных в настоящем руководстве, даны в табл. 89—91.

Приведенные в табл. 89—91 сопротивления теплопередаче R_0 в *м*$^2\cdot$*ч*$\cdot$*град/ккал* стен даны для кладок на тяжелом (песчаном) растворе, без учета термического сопротивления штукатурок. При наличии внутренней или наружной штукатурки к величине R_0 следует прибавлять 0,02, а при наличии обеих штукатурок — 0,04. Значения R_0 в числителе приведены для условий эксплуатации *А*, а в знаменателе — для условий эксплуатации *Б* (см. главу СНиП II-А.7-71).

Сопротивление теплопередаче R_0 в $м^2 \cdot ч \cdot град/ккал$ стен из бетонных камней для условий эксплуатации *Б*

Тип кладки стен и материал	Толщина стен без штукатурки в *мм*	Стена из бетонных камней								
		с щелевидными пустотами			трехпустотных со сквозными пустотами					
					без засыпки пустот			с засыпкой пустот шлаком (λ=0,25)		
		при объемном весе бетона на котельных шлаках, пемзе, и т. п. в $кг/м^3$								
		1500	1800	2200	1500	1800	2200	1500	1800	2200
1. II (рис. 50), сплошная	190	0,64	0,59	0,49	0,5	0,46	0,42	0,62	0,57	0,49
	290	0 87	0,78	0,64	—	—	—	—	—	—
	390	1,11	0,99	0 8	—	—	—	—	—	—
	490	1,35	1,2	0,96	—	—	—	—	—	—
2. X (рис. 59, *б*) с уширенным до 40 *мм* швом	420	1,25	1,13	0,94	—	—	—	—	—	—
	520	1,49	1,34	1,1	—	—	—	—	—	—
3. II (рис. 50, *а*) сплошная с перевязкой тычковыми камнями	390	—	—	—	0,84	0,76	0,67	1,04	0,95	0,79
	590	—	—	—	1,18	1,08	0,93	1,48	1,32	1,09
4. XIVа (рис. 75) сплошная с облицовкой в ½ кирпича; перевязка кладки с облицовкой осуществляется кирпичными рядами	520	1,25	1,12	1,00	0,99	0,94	0,76	1,21	1,12	0,98
5. XIVб (рис. 75) сплошная с облицовкой в ½ кирпича; перевязка кладки с облицовкой осуществляется металлическими скобами	320	0,81	0,76	0,66	0,67	0,63	0,59	0,79	0,74	0,6
	420	1,04	0,95	0,81	—	—	—	—	—	—
	520	1,28	1,16	1,02	—	—	—	—	—	—

		R_0 стен из бетонных камней с объемным весом бетона на котельных шлаках, пемзе и т. п. в $кг/м^3$		
		1500	1800	2200
6. XI (рис. 59, *в*) с промежутком в 50 *мм*, заполненным шлаком, и с перевязкой растворными армированными диафрагмами:				
а) из сплошных камней . . .	440*	1,05	0,93	0,77
б) из трехпустотных камней с засыпкой пустот в камнях шлаком	440*	1,24	1,15	1

		R_0 стен при объемном весе камней из ячеистого бетона в $кг/м^3$		
		600	800	1000
7. Сплошная кладка из сплошных камней из ячеистого бетона типа IIIа (рис. 51) для условий эксплуатации *А* и *Б*	190	1,28/1,16	0,99/0,89	0,78/0,70
	240	1,55/1,41	1,20/1,08	0,94/0,83
	290	1,86/1,67	1,42/1,26	1,10/0,97
	340	— —	1,63/1,46	1,26/1,10
	390	— —	1,85/1,64	1,42/1,23

		R_0 стен при объемном весе камней из бетона в $кг/м^3$		
		1000	1200	1500
8. Сплошная кладка из сплошных керамзитобетонных камней: типа II и III (рис. 50)	190	0,94/0,81	0,73/0,66	0,56/0,53
	290	0,34/1,15	1,01/0,91	0,76/0,71
	390	1,74/1,48	1,29/1,16	0,96/0,89

* При увеличении толщины промежутка между камнями со шлаковой засыпкой сверх 60 *мм* к значениям, указанным в табл. 89, прибавляется 0,04 на каждый дополнительный 1 *см* прослойки.

Примечание. Для стен из кладок типов XIVа и XIVб R_0 подсчитано с учетом облицовки из полнотелого кирпича.

Таблица 90

Сопротивление теплопередаче R_0 в $м^2 \cdot ч \cdot град/ккал$ стен из кирпича и керамических камней (сплошных и с прослойкой толщиной 50 мм)

Тип кладки стен и материал	Значения R_0 стен							
	из сплошной кладки				из кладки с прослойкой, заполненной шлаком, $\gamma = 1000$ кг/м³		из кладки с прослойкой, заполненной минераловатными материалами, $\gamma = 400$ кг/м³	
	При толщине стены (без штукатурки) в мм							
	250	380	510	640	420	550	420	550
1. Кладка стены из глиняного обыкновенного кирпича, сплошная (тип. I, рис. 49) и с уширенным швов (тип IX, рис. 59, *а*)	0,59 / 0,55	0,81 / 0,73	1,03 / 0,92	1,25 / 1,10	1,01 / 0,94	1,22 / 1,07	1,37 / 1,17	1,57 / 1,36
2. Кладка стены типа I из пустотелого кирпича с 19 и 32 пустотами и объемным весом 1300 кг/м³, а также из керамических камней с 7 или 18 щелевидными пустотами, сплошная (рис. 49) и с уширенным швом типа IX (рис. 59, *а*)	0,74 / 0,64	1,02 / 0,87	1,31 / 1,11	1,60 / 1,34	1,21 / 1,04	1,50 / 1,26	1,56 / 1,41	1,86 / 1,58
3. То же, из пустотелого кирпича объемным весом 1450 кг/м³	0,64 / 0,6	0,87 / 0,82	1,10 / 1,03	1,34 / 1,12	1,06 / 0,97	1,30 / 1,18	1,30 / 1,20	1,63 / 1,49
4. Кладка из трепельного кирпича объемным весом его 1000 кг/м³	0,71 / 0,73	1,13 / 1,02	1,46 / 1,31	1,78 / 1,60	—	—	—	—
5. Кладка из шлакового кирпича объемным весом его 1400 кг/м³	0,64 / 0,60	0,87 / 0,81	1,11 / 1,03	1,34 / 1,25	—	—	—	—
6. Кладка из силикатного кирпича на любом растворе, объемный вес кладки 1900 кг/м³	0,56 / 0,51	0,76 / 0,69	0,96 / 0,86	1,16 / 1,03	—	—	—	—

Таблица 91

Сопротивление теплопередаче R_0 в $м^2 \cdot ч \cdot град/ккал$ стен из кирпичных облегченных кладок без учета штукатурки

Тип кладки стен и материал	Толщина стены без штукатурки в мм	R_0 стен из облегченной кладки с заполнением промежутков между кирпичными стенками	
		легким бетоном с $\gamma = 1400$ кг/м³	шлаком с $\gamma = 1000$ кг/м³
1. VIII (рис. 58) кирпично-бетонная	380	0,85/0,76	—
	420	0,92/0,83	—
	510	1,11/0,99	—
	580	1,24/1,12	—
	640	1,37/1,23	—
	680	1,44/1,35	—
2. VII, *а* (рис. 56 и 57) с вертикальными поперечными стенками и с заполнением промежутков (колодцевая кладка)	380	0,84/0,76	1,11/0,95
	420	0,93/0,83	1,25/1,07
	510	1,11/1,00	1,57/1,34
	580	1,25/1,12	1,82/1,53
	640	1,35/1,22	2,04/1,7
	680	1,43/1,29	2,38/1,86

Продолжение табл. 91

Тип кладки стен и материал	Толщина стены без штукатурки в *мм*	R_0 стен из кирпича и теплоизоляционных плит из ячеистого бетона, гипсоопилочных, гипсошлаковых и т. п. при объемном весе плит в *кг/м³*					
		400	500	600	800	1000	1200
3. IV, кирпичная кладка с плитами из ячеистых бетонов, гипсоопилочными, гипсошлаковыми и т. п. (рис. 53)							
а) сплошная кладка в $^1/_2$ кирпича с плитами толщиной в *мм*:							
60	190	0,95 / 0,87	0,86 / 0,77	0,78 / 0,70	—	—	—
80	210	1,13 / 1,04	1,02 / 0,90	0,90 / 0,82	—	—	—
100	230	1,31 / 1,20	1,17 / 1,04	1,03 / 0,93	—	—	—
120	250	1,49 / 1,37	1,32 / 1,17	1,15 / 1,04	—	—	—
160	290	1,85 / 1,70	1,63 / 1,47	1,40 / 1,26	—	—	—
б) кладка в $^1/_2$ кирпича с воздушной прослойкой и плитами толщиной в *мм*:							
60	210	1,15 / 1,04	1,03 / 0,94	0,95 / 0,87	—	—	—
80	230	1,30 / 1,21	1,18 / 1,07	1,08 / 0,98	—	—	—
100	250	1,48 / 1,38	1,34 / 1,21	1,20 / 1,12	—	—	—
120	270	1,66 / 1,54	1,49 / 1,34	1,32 / 1,20	—	—	—
160	310	2,02 / 1,87	1,80 / 1,60	1,57 / 1,43	—	—	—
в) сплошная кладка в 1 кирпич с плитами толщиной в *мм*:							
60	320	1,16 / 1,05	1,08 / 0,95	0,99 / 0,88	0,90 / 0,80	0,82 / 0,74	0,76 / 0,68
80	340	1,34 / 1,22	1,24 / 1,08	1,12 / 0,99	1,00 / 0,88	0,90 / 0,80	0,81 / 0,72
100	360	1,53 / 1,39	1,38 / 1,22	1,24 / 1,11	1,09 / 0,97	0,97 / 0,89	0,86 / 0,76
120	380	1,70 / 1,55	1,54 / 1,35	1,37 / 1,22	1,18 / 1,05	1,04 / 0,98	0,91 / 0,80

Продолжение табл. 91

Тип кладки стен и материал	Толщина стены без штукатурки в *мм*	R_0 стен из кирпича и теплоизоляционных плит из ячеистого бетона, гипсоопилочных, гипсошлаковых и т. д. при объемном весе плит в *кг/м*³					
		400	500	600	800	1000	1200
г) кладка в 1 кирпич с воздушной прослойкой и плитами толщиной в *мм*:							
60	340	1,34 / 1,23	1,25 / 1,13	1,16 / 1,06	1,08 / 0,98	1,00 / 0,92	0,94 / 0,86
80	360	1,52 / 1,40	1,41 / 1,25	1,29 / 1,18	1,17 / 1,06	1,08 / 0,93	0,99 / 0,90
100	380	1,70 / 1,57	1,56 / 1,40	1,42 / 1,29	1,27 / 1,15	1,15 / 1,03	1,04 / 0,94
120	400	1,88 / 1,82	1,71 / 1,65	1,54 / 1,48	—	—	—
д) сплошная кладка в 1½ кирпича с плитами толщиной в *мм*:							
60	450	1,38 / 1,24	1,29 / 1,14	1,21 / 1,07	1,12 / 0,99	1,05 / 0,93	0,98 / 0,86
80	470	1,56 / 1,40	1,45 / 1,27	1,33 / 1,18	1,21 / 1,08	1,12 / 0,94	1,03 / 0,81
100	490	1,74 / 1,58	1,60 / 1,41	1,46 / 1,30	1,31 / 1,16	1,19 / 1,10	1,08 / 0,95
120	510	1,91 / 1,74	1,76 / 1,54	1,61 / 1,41	1,40 / 1,24	1,17 / 1,12	1,13 / 0,99
е) кладка в 1½ кирпича с воздушной прослойкой и плитами толщиной в *мм*:							
60	470	1,55 / 1,41	1,46 / 1,31	1,38 / 1,24	1,29 / 1,16	1,20 / 1,10	1,14 / 1,03
80	490	1,73 / 1,60	1,62 / 1,44	1,50 / 1,36	1,38 / 1,24	1,29 / 1,16	1,20 / 1,08
100	510	1,93 / 1,74	1,77 / 1,57	1,63 / 1,47	1,48 / 1,33	1,36 / 1,23	1,25 / 1,12
120	530	2,09 / 1,91	1,97 / 1,71	1,75 / 1,57	—	—	—
ж) сплошная кладка в 2 кирпича с плитами толщиной в *мм*:							
60	580	1,60 / 1,42	1,51 / 1,32	1,43 / 1,25	1,44 / 1,17	1,27 / 1,11	1,20 / 1,05
80	600	1,78 / 1,61	1,67 / 1,45	1,55 / 1,36	1,43 / 1,25	1,34 / 1,17	1,25 / 1,09
100	620	1,96 / 1,73	1,82 / 1,58	1,68 / 1,48	1,53 / 1,34	1,41 / 1,23	1,30 / 1,13
120	640	2,14 / 1,93	1,98 / 1,72	1,80 / 1,59	—	—	—

Продолжение табл. 91

Тип кладки стен и материал	Толщина стены без штукатурки в *мм*	R_0 стен из кирпича и теплоизоляционных плит из ячеистого бетона, гипсоопилочных, гипсошлаковых и т. д. при объемном весе плит в *кг/м³*					
		400	500	600	800	1000	1200
з) кладка в 2 кирпича с воздушной прослойкой и плитами толщиной в *мм*:							
60	600	1,77 / 1,60	1,68 / 1,50	1,60 / 1,43	1,50 / 1,34	1,44 / 1,29	1,36 / 1,23
80	620	1,90 / 1,77	1,85 / 1,63	1,71 / 1,55	1,60 / 1,43	1,50 / 1,34	1,42 / 1,27
100	640	2,13 / 1,93	1,99 / 1,77	1,85 / 1,66	1,69 / 1,52	1,53 / 1,41	1,47 / 1,31

Примечание. Расчет сопротивления теплопередаче стен, не вошедших в табл. 89—91, производится в соответствии с главой СНиП II-А.7-71.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 3

1. Общие положения 4

2. Материалы и изделия 6

2.1. Каменные материалы и изделия 6

2.2. Растворы 15

3. Расчетные характеристики неармированной и армированной кладки 17

Основные положения 17

Расчетные сопротивления 18

Объемный вес кладки 23

Деформации при кратковременной и длительной нагрузке. Деформации усадки. Коэффициенты линейного температурного расширения. Коэффициенты трения 23

4. Расчет элементов и сечений неармированных каменных конструкций по предельным состояниям первой группы (по несущей способности) 26

Основные положения расчета по предельным состояниям первой группы . 26

Расчетная высота элемента, принимаемая при расчете на продольный изгиб и при учете длительного приложения нагрузок 27

Коэффициенты продольного изгиба φ и коэффициенты $m_{дл}$ 28

Внецентренно-сжатые элементы 31

Местное сжатие (смятие) 35

Изгиб 42

Срез 42

Устойчивость положения 42

5. Расчет и проектирование армированных, комплексных и усиленных обоймами каменных конструкций 45

Общие указания 45

Элементы с сетчатым поперечным армированием (столбы, простенки, отдельные участки стен) 46

Элементы с продольным армированием 49

Комплексные элементы (элементы из кирпичной кладки, усиленные железобетоном) 55

Элементы, усиленные обоймой 57

6. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций по предельным состояниям второй группы (по образованию и раскрытию трещин и по деформациям) 60

Стр.

7. Расчет узлов опирания перекрытий, балконов и пр. на кирпичную кладку . . 63
8. Статический расчет каменных зданий. Расчет примыканий поперечных стен к продольным 65
8.1. Общие указания 65
8.2. Определение усилий и расчет стен при жесткой конструктивной схеме зданий 67
а) Жесткая конструктивная схема 67
б) Расчет стен на внецентренное сжатие и изгиб из плоскости 67
в) Расчет на усилия от ветровых нагрузок, действующих в плоскости стены 69
8.3. Определение усилий и расчет стен при упругой конструктивной схеме зданий 71
8.4. Расчет на ветровые нарузки самонесущих стен, опирающихся на поперечные рамы каркаса или на горизонтальные диафрагмы 72
8.5. Расчет сечений стен и элементов стен (перемычек, простенков) на усилия от вертикальных и горизонтальных нагрузок 74
8.6. Расчет стен многоэтажных зданий из кирпича или керамических камней на вертикальную нагрузку по раскрытию трещин при различной загрузке или разной жесткости смежных участков стен 76
8.7. Учет заполнений (стен) каркасных зданий при расчете каркасов 77

9. Допустимые отношения высот стен и столбов к их толщинам 86
10. Расчет висячих стен (стен, опирающихся на рандбалки) 87
11. Стены из кирпича, камней, кирпичных панелей и крупных блоков 91
11.1. Общие положения 91
11.2. Сплошные стены ручной кладки 93
11.3. Облегченные стены ручной кладки 95
11.4. Стены из панелей кирпичных и панелей из керамических камней 99
11.5. Стены из крупных блоков 104

12. Расчет и проектирование стен с облицовками 107
13. Многослойные стены 117
14. Стены производственных и сельскохозяйственных зданий 119
15. Элементы стен 122
Перемычки 122
Карнизы и парапеты 123
Анкеровка стен и столбов 124
16. Деформационные швы 125
17. Каменные фундаменты. Стены подвалов. Подпорные стены 128
Материалы 128
Фундаменты 129
Стены подвалов 130
Подпорные стены 130
18. Тонкостенные своды двоякой кривизны 133
19. Проектирование каменных конструкций, возводимых в зимнее время . . . 138
Приложение 1. Основные характеристики искусственных стеновых материалов, применяемых в строительстве 146
Приложение 2. Объемные веса и пределы прочности природных камней из различных горных пород 150

Стр.

Приложение 3. Требования к прочности кирпича 150

Приложение 4. Вяжущие и составы растворов 151

Приложение 5. Графики для определения положения центра тяжести и моментов инерции тавровых сечений 151 154

Приложение 6. Формулы для определения расчетной сжатой части площади сечения кладки при внецентренном сжатии 155

Приложение 7. Формулы для вычисления коэффициента K, учитывающего влияние неравномерности распределения касательных напряжений на деформации изгибаемого элемента (для сечений, состоящих из нескольких прямоугольников в плане) 156

Приложение 8. Таблицы величин, применяемых при расчете тонкостенных сводов двоякой кривизны 157

Приложение 9. Расчет конструкций каменных зданий на температурно-влажностные воздействия и усадку 159

Приложение 10. Сопротивление теплопередаче каменных стен 173

ЦНИИСК им. В. А. КУЧЕРЕНКО
ГОССТРОЯ СССР
РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

* * *

Редактор издательства В. В. Петрова
Технические редакторы Т. В. Кузнецова, Т. М. Кан
Корректоры В. И. Галюзова, Е. Н. Кудрявцева

Сдано в набор 6 III. 1974 г. Подписано к печати 2.VII. 1974 г. Формат 84×108$^1/_{16}$ д. л. Бумага типографская № 2. 10,32 усл. печ. л. (уч.-изд. 21,53 л.). Тираж 25 000 экз. Изд. № XII—4687. Зак. № 99. Цена 1 р. 08 к

Стройиздат
10377, Москва, Кузнецкий мост, 9

Владимирская типография Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
Гор. Владимир, ул. Победы, д. 18-б.

ОПЕЧАТКИ

Стр.	Колонка	Строка	Напечатано	Следует читать
55	Правая	3-я снизу	армированием, а также в случаях, когда требуется значительно увеличить несущую способность сильно нагруженных элементов	армированием. Для комплексных конструкций применяется кирпич глиняный пластического прессования марки не менее 100 и бетон марки не выше 150
60	Левая	9-я сверху	$0{,}4 = \frac{2F_a(54+103)}{35\cdot54\cdot103} = \frac{314\,F_a}{1890}$; $\overline{0{,}7\cdot15\cdot3330}$	$0{,}34 = \frac{2F_a(54+103)\,100}{34\cdot54\cdot103} = \frac{314\,F_a}{1890}$; $\overline{0{,}7\cdot1{,}15\cdot3330}$
91	Левая	18-я снизу	$e' = y_2 - e_0 = 31{,}9 - 1{,}87 = 30$ см >	$e' = y_1 - e_0 = 24{,}1 - 1{,}87 = 22{,}2$ см
117	Левая	21-я сверху	$x = \sqrt{\frac{b_2 d}{b_1}(2e''-d)+(e''-d)^2}$	$x = \sqrt{\frac{b_1 c}{b_2}(2e'-c)+(e'-c)^2}$
117	Левая	22-я сверху	$= 24{,}8$ см,	$= 28{,}9$ см;
117	Левая	23-я сверху	$h_c = x + e'' = 24{,}8 + 30 = 54{,}8$ см;	$h_c = x + e' = 28{,}9 + 22{,}2 = 51{,}1$ см;
117	Левая	24-я сверху	$F_{пр.с} = 90(30+22) + 2{,}8\cdot282 = 5497$ см².	$F_{пр.с} = 90(51{,}1-4) + 4\cdot282 = 5390$ см².
117	Левая	13-я снизу	$N_{пред.} = 1\cdot0{,}97\cdot0{,}5\cdot5497\cdot17 = 45\,200$ кГ $= 45{,}2$ т > 40 т.	$N_{пред.} = 1\cdot0{,}97\cdot0{,}5\cdot5390\cdot17 = 44\,400$ кГ $= 44{,}4$ т > 40 т.
117	Левая	8-я снизу	$F_{пр.с} = 23{,}9 + 23{,}2 = 2610$ см²;	$F_{пр.с} = 23{,}9\cdot90 + 23\cdot20 = 2610$ см²;
119	Левая	18-я снизу	$F_{пр} = 26{,}9 + 23{,}2 = 2800$ см².	$F_{пр} = 26\cdot90 + 23\cdot20 = 2800$ см².
119	Левая	17-я снизу	0,4	0,04
148	Таблица, справа, снизу	1-я графа 5-я строка	$(D_н + D_в)$.	$(D_в + D_н)$.
157	Правая	3-я снизу	S | 1,50 | 1,25 | 1,15 | 1,1 | 1,07 | 1,05	S | 1,50 l | 1,25 l | 1,15 l | 1,1 l | 1,07 l | 1,05 l
159	Таблица 83		0,34/1,15	1,34/1,15
176	Таблица, справа, снизу	3-я графа 2-я строка	0,71	0,81
177	Табл. 90, слева, снизу	2-я графа 3-я строка		

gost.e-ecolog.ru