ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

# НОРМЫ
# И ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

## (Н и ТУ 120-55)

КИЕВ—1956

gost.e-ecolog.ru

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ СОВЕТА МИНИСТРОВ СССР
ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА

# НОРМЫ И ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

(Н и ТУ 120-55)

*Утверждены*
*Государственным комитетом Совета Министров СССР*
*по делам строительства*
*31 января 1955 г.*

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ И АРХИТЕКТУРЕ
Киев—1956

Нормы и технические условия проектирования каменных и армокаменных конструкций разработаны в развитие главы II-Б.2 «Каменные и армокаменные конструкции зданий и промышленных сооружений» II части «Строительных норм и правил».

Текст «Строительных норм и правил» отмечен на полях чертой. Номера параграфов, пунктов, таблиц и формул норм указаны в круглых скобках; в нумерации пунктов в скобках: первое число обозначает номер параграфа норм, второе—номер пункта норм.

Настоящие нормы и технические условия разработаны Центральным научно-исследовательским институтом промышленных сооружений (ЦНИПС) Министерства строительства предприятий металлургической и химической промышленности.

---

Перепечатано с «Норм и технических условий проектирования каменных и армокаменных конструкций», (Н и ТУ 120-55), Изд. Госстройиздата, М., 1955.

| Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства | Нормы и технические условия проектирования каменных и армокаменных конструкций | НиТУ 120-55 взамен Н 7-49 |
|---|---|---|

# I. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

1 (1.1). Настоящие нормы и технические условия распространяются на проектирование несущих каменных и армокаменных конструкций зданий и промышленных сооружений.

Примечание. Проектирование несущих каменных и армокаменных конструкций зданий и промышленных сооружений, возводимых в сейсмических районах, должно осуществляться с учетом требований «Положения по строительству в сейсмических районах».

2 (1.2). Каменные и армокаменные конструкции должны проектироваться с учетом:

а) условий эксплуатации конструкций;

б) экономии каменных материалов, вяжущих, металла, наименьшей трудоемкости возведения конструкций;

в) стандартизации и унификации конструкций;

г) применения местных материалов.

3 (1.3). Стены каменных зданий надлежит максимально облегчать путем применения легких каменных материалов (дырчатого кирпича, керамических камней, пустотелых бетонных камней, легкого природного камня и др.), а также облегченных кладок. Для уменьшения размеров несущих элементов надлежит применять камни и растворы высоких марок.


| Внесены Министерством строительства предприятий металлургической и химической промышленности | Утверждены Государственным комитетом Совета Министров СССР по делам строительства 31 января 1955 г. | Срок введения 1 июля 1955 г. |
|---|---|---|

Примечание. Применение раствора марки 100, как требующего повышенного расхода цемента, допускается только для усиления отдельных участков кладки.

4 (1.4). Каменные и армокаменные конструкции в необходимых случаях надлежит защищать от механических и атмосферных воздействий, а также от действия агрессивной среды (защитные покрытия выступающих и особо подверженных увлажнению и внешним воздействиям частей, защитные слои, облицовки, пароизоляционные и гидроизоляционные слои и т. д.).

5 (1.5). Марки камня и раствора, а также (в необходимых случаях) требуемая морозостойкость камня должны указываться в рабочих чертежах.

## II. МАТЕРИАЛЫ

### Камни и растворы

6 (2.1). Камни и растворы для каменных и армокаменных конструкций должны применяться следующих марок:

а) марки каменных материалов: 4, 7, 10, 15, 25, 35, 50, 75, 100, 150, 200, 300, 400, 500, 600, 800 и 1000. Виды камней, применяемых в строительстве, и их марки приведены в приложении I;

б) марки растворов: 0, 2, 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200.

Примечания: 1. Марки камня обозначают предел прочности камня в *кг/см*$^2$ при сжатии по сечению брутто. Марки кирпича устанавливаются по показателям прочности на сжатие и изгиб. Марки бетонных крупных камней высотой 500 *мм* и более устанавливаются по призменной прочности бетона (при наличии пустот — по сечению брутто).

2. Марки раствора обозначают предел прочности в *кг/см*$^2$ при сжатии кубика из раствора с ребром 70 *мм* в возрасте 28 дней, изготовленного с отсосом влаги (на пористом основании) и испытанного согласно ГОСТу 5802-51.

3. В зависимости от сроков загрузки кладки и условий твердения раствора надлежит при проектировании предусматривать прочности раствора, отвечающие действительным условиям его твердения и срокам загрузки конструкции.

4. Марка раствора 0 установлена для определения сопротивления и упругой характеристики кладки на свежем, еще не отвердевшем, растворе и для оттаявшей кладки при зимней кладке методом замораживания.

5. Кладка раствора 2 установлена для определения сопротивления и упругой характеристики кладки на растворах всех видов, получивших начальное твердение (зимняя кладка, кладка в ранних возрастах).

7 (2.2). Растворы по объемному весу в сухом состоянии подразделяются на тяжелые—объемным весом 1 500 *кг/м*³ и более—и легкие—объемным весом до 1 500 *кг/м*³.

8. Каменные материалы и растворы для стен зданий и их минимальные марки для наружной части стен приведены в приложении II.

9. Каменные материалы и растворы для подземной кладки и кладки цоколей (ниже гидроизоляционного слоя) и их минимальные марки приведены в приложении III.

10 (2.3). Морозостойкость каменных материалов (*Мрз*) определяется количеством циклов замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии, которое выдерживают при испытании каменные материалы без снижения прочности более чем на 25% и без явно видимых следов разрушения (трещин, отслоения). Для оценки морозостойкости камней установлены следующие степени (в циклах замораживаний): 10, 15, 25, 35, 50.

11 (2.4). Морозостойкость каменных материалов для наружных конструкций (внешняя часть кладки стен отапливаемых зданий на глубину до 12 *см*) и для фундаментов (верхняя часть кладки до половины расчетной глубины промерзания грунта по главе II-Б.6 «Строительных норм и правил») в зависимости от степени долговечности (по главе II-В.4 СНиП) должна отвечать требованиям, указанным в табл. 1 (1).

**Требуемая морозостойкость камней для кладки внешних частей наружных стен и для фундаментов**

Таблица 1 (1).

| № п/п | Виды конструкций | Степени долговечности | | |
|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III |
| | | а | б | в |
| | | Значения *Мрз* | | |
| 1 | **Наружные стены или облицовки в зависимости от влажностного режима помещений (по главе II-В. 4):** | | | |
| | а) сухих и с нормальной влажностью | 25 | 15 | 10 |
| | б) влажных . . . . . | 35 | 25 | 15 |
| | в) мокрых . . . . . | 50 | 35 | 25 |

Продолжение табл. 1 (1)

| № п/п | Виды конструкций | Степени долговечности | | |
|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III |
| | | а | б | в |
| | | Значения *Мрз* | | |
| 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) . . . | 35 | 25 | 15 |
| 3 | Фундаменты и подземные части стен: | | | |
| | а) из искусственных камней и бетона | 35 | 25 | 15 |
| | б) из природного камня . . . . . | 25 | 15 | 15 |

Примечания: 1. Нормы морозостойкости, указанные в табл. 1(1), пп. 1 и 2, установлены для средних климатических условий СССР.

Для районов побережий Ледовитого и Тихого океанов на ширину 100 *км* требования морозостойкости повышаются на одну степень, но не выше *Мрз* 50.

Для районов восточнее и южнее линии, проходящей через Грозный, Сталинград, Саратов, Куйбышев, Чкалов, Караганду, Семипалатинск, нормы морозостойкости снижаются на одну степень, но не ниже *Мрз* 10.

2. Требования морозостойкости могут быть снижены на одну степень, но не ниже *Мрз* 10 в следующих случаях:

а) для наружных стен помещений сухих и с нормальной влажностью (п. 1,«а») при защите кладки морозостойкими облицовками толщиной не менее 35 *мм* (защитные штукатурки не снижают требований морозостойкости);

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

в) для силикатного кирпича в наружных стенах помещений сухих и с нормальной влажностью (п. 1,«а»);

г) для элементов каменных конструкций, подвергающихся усиленному увлажнению, и для фундаментов (пп. 2 и 3) при защите их от влажности гидроизоляцией;

д) для фундаментов и подземных частей стен в маловлажных грунтах при уровне грунтовых вод на глубине 3 *м* и более от планировочной отметки земли (п. 3) при устройстве тротуаров или отмосток.

3. Морозостойкость тонких облицовок (при толщине менее 35 *мм*) должна отвечать требованиям на одну степень выше указанных в пп. 1 и 2 табл. 2(1), но не выше *Мрз* 50.

4. При уровне грунтовых вод менее 1 *м* от планировочной отметки земли требования морозостойкости к фундаментам и подземным частям стен повышаются на одну степень.

5. Морозостойкость камней для кладки открытых водонасыщаемых конструкций и конструкций сооружений в зоне переменного уровня и подсоса воды (подпорные стенки, резервуары, водосливы, бордюрные камни и т. п.) принимается по специальным техническим условиям.

6. Требования испытания морозостойкости не предъявляются к каменным материалам, которые на опыте прошлого строительства показали достаточную морозостойкость в аналогичных условиях службы, а также ко всем каменным материалам в районах с расчетной зимней температурой выше —10°.

7. В зависимости от относительной и абсолютной влажности воздуха помещения относятся:

а) к сухим и с нормальной влажностью—при относительной влажности до 60% и абсолютной—до 9,9 *мм* рт. ст.;

б) к влажным—при относительной влажности до 75% и абсолютной—до 12,5 *мм* рт. ст.;

в) к мокрым—при относительной влажности более 75% и абсолютной—более 12,5 *мм* рт. ст.

12 (2.5). Растворы, помимо прочности, должны обладать пластичностью и водоудерживающей способностью, для чего в их состав должны вводиться пластифицирующие добавки (глина или известь) согласно указаниям главы I-А.9.

Примечания: 1. Пластифицирующие добавки других видов применяются в соответствии со специальными указаниями и инструкциями.

2. Составы растворов назначаются согласно указаниям приложения IV.

13. Прочность цементных и смешанных растворов в различные сроки твердения до 90 дней при температуре от +15° до +25° определяется по формуле

$$R_z = R_{28}\frac{az}{28(a-1)+z}, \qquad 1$$

где $R_z$ —прочность раствора в возрасте $z$ дней;

$R_{28}$ —прочность раствора в возрасте 28 дней;

$z$ —время твердения раствора в днях;

$a$—коэффициент, принимаемый для цементных, цементно-известковых и цементно-глиняных растворов равным 1,5.

Предел прочности известковых растворов принимается:

в возрасте 28 дней . . . . . 4 *кг/см²*

» » 6 месяцев . . . 10 »

14. Относительные прочности растворов в различных возрастах от их 28-дневной прочности при температуре твердения раствора от +15° до +25° приведены в табл. 2.

**Относительная прочность цементных и смешанных растворов в различных возрастах от их 28-дневной прочности при температуре твердения растворов от +15° до +25°**

Таблица 2

| Виды растворов | Относительная прочность раствора при возрасте в днях | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 3 | 7 | 14 | 28 | 60 | 90 |
| Цементные, цементно-известковые и цементно-глиняные . . . . . | 0,25 | 0,50 | 0,75 | 1,00 | 1,20 | 1,30 |

Примечания: 1. При твердении раствора при пониженных температурах нарастание прочности сравнительно с табл. 2 замедляется, что учитывается понижением прочности раствора по формуле 1 и табл. 2:

а) для растворов, изготовленных на портландцементе, при температурах твердения от +1° до +4° — на 40%; от +5° до +9° — на 20% и от +10° до +14° — на 10%;

б) для растворов, изготовленных на шлаковом и пуццолановом портландцементе, при температурах твердения от +1° до +4° — на 80%; от +5° до +9° — на 40% и от +10° до +14° — на 20%.

2. Более точно влияние температур твердения раствора на его прочность может быть определено по табл. 47.

15. В каменных конструкциях, подвергающихся систематическому воздействию агрессивной воды, не допускается применение портландцемента. В этих случаях рекомендуется применять шлакопортладцемент и пуццолановый портландцемент марки 200 и выше.

16. Пуццолановый портландцемент и шлакопортландцемент не рекомендуется применять для надземной кладки в районах с жарким, сухим климатом (например, в Средней Азии).

17. Магнезиальный портландцемент не рекомендуется применять для каменной кладки ниже уровня грунтовых вод.

18. Известково-шлаковый цемент применяется для надземной кладки и подземной кладки выше уровня грунтовых вод. При этом требуется тщательно соблюдать влажностный режим твердения раствора путем смачивания кирпича, камня и кладки.

19. При температурах +10° и ниже применение растворов на известково-шлаковых цементах не рекомендуется (вследствие сильного замедления, а при температурах, близких к 0°,—полного прекращения твердения раствора).

20. Гипсовые растворы применяются только для надземной кладки за исключением мест, подверженных увлажнению.

21. В растворах для кладки должны быть использованы местные вяжущие материалы, если они могут быть изготовлены в районе строительства.

22. Применение для раствора марок 25 и выше вяжущих и добавок, не предусмотренных специальными нормативными документами по растворам, техническими условиями, инструкциями и т. п., может быть допущено только в опытном порядке, после проверки свойств таких растворов путем сравнительных испытаний образцов кладки, имеющих размеры не менее 25×25×70 *см*. При этом в качестве эталонов должны быть приняты образцы кладки, выложенные на обычно применяемых растворах соответствующей марки.

## Арматура

23 (2.6). Для армирования каменных конструкций должны применяться следующие стали:

а) сталь горячекатанная круглая, полосовая и фасонная марок Ст. 0 и Ст. 3;

б) проволока стальная холоднотянутая.

24 (6.18). Минимальные марки растворов для армированной кладки и защитного слоя при кладке с продольным армированием (при расположении арматуры снаружи кладки) должны приниматься:

а) для конструкций зданий с помещениями с нормальной влажностью воздуха—марка 25;

б) для конструкций зданий с влажными и мокрыми помещениями, а также для цоколей, подземных и открытых наружных конструкций—марка 50.

## III. НОРМАТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КЛАДОК

### Нормативные сопротивления

25 (3.1). Нормативными характеристиками кладки, определяющими ее прочность, являются марка камня и марка раствора.

26 (3.2). Нормативные сопротивления (предел прочности) кладки сжатию в возрасте 28 дней из искусственных камней правильной формы и природных камней чистой тески должны приниматься:

а) для кладки из кирпича и камней при высоте ряда 50—150 *мм*, а также кладки из керамических камней с щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 *мм*—по табл. 3(2);

б) для кладки из сплошных камней при высоте ряда 180 *мм* и выше—по табл. 4 (3);

в) для кладки из пустотелых бетонных камней при высоте ряда 180—350 *мм*—по табл. 5 (4);

г) для кладки из грунтовых и природных камней низкой прочности—по табл. 6 (5).

Примечания: 1. Нормативные сопротивления кладки при промежуточных размерах высоты ряда от 150 до 180 *мм* должны приниматься как среднее арифметическое по табл. 3(2) и 4(3).

2. Нормативные сопротивления кладки в сроки, отличные от 28-дневного возраста, должны приниматься по марке раствора, отвечающей его прочности в требуемые сроки.

**Нормативные сопротивления $R^н$ в *кг/см²* сжатию кладки из всех видов кирпича и других камней (в том числе из керамических камней с щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 *мм*) при высоте ряда кладки 50—150 *мм* на тяжелых растворах**

Таблица 3 (2)

| № п/п | Марка кирпича или камня | Марка раствора | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 | 2 | 0 |
| | | а | б | в | г | д | е | ж | з |
| 1 | 300 | 65 | 60 | 55 | 50 | 45 | 35 | 33 | 30 |
| 2 | 200 | 55 | 50 | 45 | 35 | 30 | 27 | 25 | 20 |
| 3 | 150 | 45 | 40 | 35 | 30 | 25 | 23 | 20 | 16 |
| 4 | 100 | 35 | 33 | 30 | 25 | 20 | 18 | 15 | 12 |
| 5 | 75 | 30 | 28 | 25 | 22 | 18 | 15 | 13 | 10 |
| 6 | 50 | — | 22 | 20 | 18 | 14 | 11 | 10 | 7 |
| 7 | 35 | — | 18 | 16 | 14 | 11 | 9 | 8 | 5 |

Примечание. Нормативные сопротивления кладки на жестких цементных растворах (без добавок глины или извести), на легких растворах и на известковых растворах в возрасте до 3 месяцев следует снижать на 15%, а на цементных растворах без извести с органическими пластификаторами—на 10%.

**Нормативные сопротивления $R^н$ в *кг/см²* сжатию кладки из природных камней чистой тески и бетонных сплошных камней разных составов (шлакобетон, крупнопористый бетон, гипсобетон и т. п.)**

Таблица 4(3)

| № п/п | Марка камня | При высоте ряда кладки 180—350 *мм* и марке раствора | | | | | | | | | | При высоте ряда кладки 500 *мм* и выше на растворе марки 10 и выше |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 200 | 150 | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 | 2 | 0 | |
| | | а | б | в | г | д | е | ж | з | и | к | л |
| 1 | 1000 | 260 | 250 | 240 | 230 | 220 | 210 | 190 | 170 | 165 | 160 | 420 |
| 2 | 800 | 220 | 210 | 200 | 190 | 185 | 175 | 155 | 145 | 135 | 130 | 350 |
| 3 | 600 | 180 | 170 | 160 | 150 | 145 | 140 | 120 | 110 | 105 | 100 | 280 |
| 4 | 400 | 130 | 125 | 115 | 110 | 105 | 100 | 90 | 80 | 75 | 70 | 210 |
| 5 | 200 | 80 | 75 | 70 | 70 | 65 | 60 | 55 | 50 | 45 | 40 | 120 |
| 6 | 100 | 50 | 50 | 45 | 43 | 40 | 35 | 33 | 30 | 25 | 20 | 65 |
| 7 | 50 | — | — | 30 | 28 | 25 | 23 | 20 | 18 | 17 | 12 | 35 |
| 8 | 25 | — | — | — | — | 16 | 15 | 13 | 11 | 10 | 7 | 18 |

Примечания: 1. Нормативные сопротивления кладки из камней высотой ряда 350—500 *мм* следует принимать по интерполяции из соответствующих значений табл. 4(3).

2. Для промежуточных марок камня—500, 300, 150, 75 и 35—нормативные сопротивления принимаются по интерполяции.

3. Марка шлакобетонных камней должна быть не ниже 35.

4. Нормативные сопротивления кладки из крупных бетонных пустотелых блоков (при высоте ряда кладки 500 *мм* и выше) определяются по графе «л» табл. 4(3) в зависимости от марки блока согласно примечанию 1 п. 6 (2.1) и п. 181.

27 (3.3). Нормативные сопротивления сжатию кладки из природного камня правильной формы должны приниматься по табл. 3(2) и 4(3) с умножением в зависимости от чистоты тески постелей на коэффициенты:

а) для кладки из пиленых камней и камней чистой тески (выступы до 2 *мм*)—1,0;

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

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

г) для кладки из камней грубо околотых (под скобу) и из бута-плитняка—0,6.

**Нормативные сопротивления $R^н$ в *кг/см²* сжатию кладки из пустотелых бетонных камней разных составов (шлакобетон, гипсобетон и т. п.) при высоте ряда кладки 180—350 *мм***

Таблица 5(4)

| № п/п | Марка камня | Марка раствора | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 | 2 | 0 |
| | | а | б | в | г | д | е | ж | з |
| 1 | 100 | 40 | 37 | 35 | 32 | 27 | 25 | 23 | 18 |
| 2 | 75 | 32 | 30 | 28 | 25 | 22 | 20 | 18 | 14 |
| 3 | 50 | 25 | 23 | 22 | 20 | 17 | 15 | 14 | 10 |
| 4 | 35 | — | 20 | 18 | 18 | 14 | 12 | 11 | 8 |
| 5 | 25 | — | — | 14 | 13 | 11 | 10 | 9 | 6 |

Примечание. Марка шлакобетонных камней должна быть не ниже 35.

**Нормативные сопротивления $R^н$ в *кг/см²* сжатию кладки из грунтовых камней и природных камней низкой прочности, правильной формы**

Таблица 6(5)

| № п/п | Вид кладки | Марка камня | Марка раствора | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 25 | 10 | 4 | 2 | 0 |
| | | | а | б | в | г | д |
| 1 | Из сырцового, шлакового кирпича и других грунтовых и природных камней при высоте ряда до 150 *мм* | 25 | 12 | 9,5 | 7,5 | 6,5 | 4 |
| | | 15 | 8,5 | 7 | 5,5 | 4,5 | 2,5 |
| | | 10 | 6 | 5,5 | 4,5 | 3,5 | 2 |
| | | 7 | 4,5 | 4 | 3,5 | 3 | 1,5 |
| 2 | Из грунтовых и природных камней при высоте ряда 180 *мм* и выше | 25 | 15 | 13 | 11 | 10 | 7 |
| | | 15 | 10 | 9 | 7,5 | 7 | 5 |
| | | 10 | 7,5 | 6,5 | 5,5 | 5 | 4 |
| | | 7 | 5,5 | 5 | 4,5 | 4 | 2,5 |
| | | 4 | — | 3 | 2,8 | 2,5 | 1,5 |

28 (3.4). Нормативные сопротивления сжатию бутовой кладки должны приниматься по табл. 7 (6).

**Нормативные сопротивления в *кг/см²* сжатию бутовой кладки в возрасте 3 месяцев из рваного бута (при марке раствора в возрасте 28 дней)**

Таблица 7(6)

| № п/п | Марка камня | Марка раствора | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 200 | 150 | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 | 2 | |
| | | а | б | в | г | д | е | ж | з | и | к |
| 1 | 1000 | 60 | 55 | 50 | 45 | 35 | 25 | 15 | 10 | 8,5 | 7 |
| 2 | 800 | 55 | 50 | 45 | 40 | 33 | 20 | 14 | 9 | 7,5 | 5,5 |
| 3 | 600 | 50 | 45 | 40 | 35 | 28 | 18 | 13 | 8 | 6,5 | 4 |
| 4 | 400 | 40 | 35 | 30 | 25 | 23 | 16 | 11 | 6,5 | 5 | 3 |
| 5 | 200 | — | 25 | 22 | 20 | 17 | 13 | 9 | 5,5 | 3,7 | 1,5 |
| 6 | 100 | — | — | 15 | 14 | 12 | 10 | 7 | 4,5 | 3,2 | 1 |
| 7 | 50 | — | — | — | — | 9 | 7,5 | 5,5 | 4 | 2,8 | 0,6 |
| 8 | 25 | — | — | — | — | 6 | 5,5 | 4,5 | 3 | 2,3 | 0,4 |

Примечания: 1. Для промежуточных марок камня—500, 300, 150, 75 и 35—нормативные сопротивления принимаются по интерполяции.

2. Для кладки из постелистого бутового камня нормативное сопротивление повышается на 50%, а при особо тщательной кладке из отборного постелистого камня с приколом камней—на 100%.

3. Для кладки в возрасте 28 дней нормативное сопротивление снижается на 20%.

4. Нормативное сопротивление бутовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, повышается:

а) при кладке с последующей засыпкой пазух грунтом—на 2 *кг/см²*;

б) при кладке в траншеях враспор с нетронутым грунтом, а также после длительного уплотнения засыпанного в пазухах грунта (при надстройках)—на 4 *кг/см²*.

29 (3.5). Нормативные сопротивления $R^н$ в *кг/см²* сжатию бутобетона должны приниматься в зависимости от марки бетона по табл. 8(7).

**Нормативные сопротивления $R^н$ в *кг/см²* сжатию бутобетона**

Таблица 8(7)

| № п/п | Виды бутобетона | Марка бетона | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 10 | 75 | 50 | 35 |
| | | а | б | в | г |
| 1 | С рваным бутовым камнем марки 200 и выше . . . . . | 60 | 50 | 40 | 35 |
| 2 | То же, марки 100 . . . . . | — | 45 | 37 | 30 |
| 3 | То же, марки 50 и с кирпичным боем | — | — | 35 | 27 |

Примечание. При вибрировании бутобетона нормативные сопротивления повышаются на 15%.

30 (3.6). Нормативные сопротивления сжатию при изгибе $R^{н}_{и}$ должны приниматься:

а) для неармированной кладки при внецентренном сжатии с большими эксцентриситетами $e_0 > 0{,}45\ y$, где $y$—расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета, а $e_0$—эксцентриситет относительно центра тяжести сечения,—по формуле

$$R^{н}_{и} = R^{н}\sqrt[3]{\frac{F}{F_c}}; \qquad 2(2.1)$$

б) для продольно армированной кладки при изгибе и внецентренном сжатии с большими эксцентриситетами—по формуле

$$R^{н}_{и} = 1{,}25R^{н}. \qquad 3(2.2)$$

В формуле 2(2.1) и 3(2.2):

$R^{н}$ —нормативное сопротивление сжатию, принимаемое по табл. 3(2)—8(7);

$F$—площадь всего сечения;

$F_c$ —площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений [см. п. 73 (7.12)].

31 (3.7). Нормативное сопротивление кладки при местном сжатии (смятии) $R^{н}_{см}$ определяется по формуле

$$R^{н}_{см} = R^{н}\sqrt{\frac{F}{F_{см}}} \leqslant 2R^{н}, \qquad 4(2.3)$$

где $F_{см}$ —площадь смятия;

$F$ —площадь всего сечения.

При местном сжатии неотвердевшей кладки (при прочности раствора 2 *кг/см*$^2$ и ниже) $R^{н}_{см} = R^{н}$.

32 (3.8). Нормативные сопротивления растяжению, срезу и скалыванию при изгибе кладки всех видов должны приниматься:

а) при расчете в предположении разрушения кладки по швам (перевязанным и неперевязанным)—по табл. 9(8);

б) при расчете в предположении разрушения кладки по кирпичу или камню—по табл. 10(9).

**Нормативные сопротивления кладки из сплошных камней на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах осевому растяжению $R^{н}_{р}$, растяжению при изгибе $R^{н}_{р.и}$, срезу $R^{н}_{ср}$, главным растягивающим напряжениям при изгибе $R^{н}_{гл}$ в *кг/см²* при разрушении кладки по горизонтальным и вертикальным швам**

Таблица 9(8)

| № п/п | Вид напряженного состояния и сечения | Марка раствора | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 – 50 | 25 | 10 | 4 | 2 |
| | | а | б | в | г | д |
| | **Осевое растяжение $R^{н}_{р}$** | | | | | |
| 1 | По неперевязанному сечению при кладке всех видов [нормальное сцепление, рис. 1 в табл. 22(20)] . . | 1,8 | 1,2 | 0,6 | 0,3 | 0,15 |
| 2 | По перевязанному сечению [рис. 2 в табл. 22(20)] . . | | | | | |
| | а) для кладки из камней правильной формы . . | 3,5 | 2,5 | 1,2 | 0,6 | 0,3 |
| | б) для бутовой кладки . | 2,5 | 1,8 | 0,9 | 0,4 | 0,2 |
| | **Растяжение при изгибе $R^{н}_{р.и}$** | | | | | |
| 3 | По неперевязанному сечению для кладки всех видов | 2,5 | 1,8 | 0,9 | 0,4 | 0,2 |
| 4 | По перевязанному сечению [рис. 3 в табл. 22(20)]: | | | | | |
| | а) для кладки из камней правильной формы . . | 5,5 | 3,5 | 1,8 | 0,8 | 0,4 |
| | б) для бутовой кладки . | 4 | 3 | 1,5 | 0,5 | 0,3 |
| | **Срез $R^{н}_{ср}$** | | | | | |
| 5 | По неперевязанному сечению для кладки всех видов (касательное сцепление) | 3,5 | 2,5 | 1,2 | 0,6 | 0,3 |
| 6 | По перевязанному сечению для бутовой кладки . . | 5,5 | 3,5 | 1,8 | 0,8 | 0,4 |
| | **Главные растягивающие напряжения при изгибе $R^{н}_{гл}$** | | | | | |
| 7 | По косой штрабе . . . . . | 2,5 | 1,8 | 0,9 | 0,4 | 0,2 |

Примечания. 1. Нормативные сопротивления кладки на цементных растворах принимаются на 25% ниже.

2. Нормативные сопротивления кладки из дырчатого и щелевого кирпича и из пустотелых бетонных камней принимаются на 25% выше.

3. Нормативные сопротивления отнесены ко всему сечению разрыва *или среза* кладки.

4. При отношении глубины перевязки к высоте ряда кладки менее единицы нормативные сопротивления кладки на осевое растяжение и растяжение при изгибе по перевязанным сечениям для кладки из камней правильной формы принимаются равными величинам, указанным в табл. 9(8), умноженным на отношение глубины перевязки к высоте ряда

**Нормативные *сопротивления* кладки из кирпича и камней правильной формы осевому растяжению $R^{н}_{р}$, растяжению при изгибе $R^{н}_{р.и}$, срезу $R^{н}_{ср}$ и главным растягивающим напряжениям при изгибе $R^{н}_{гл}$ в *кг/см²* по перевязанному сечению при разрушении кладки по камню и вертикальным швам**

Таблица 10(9)

| № п/п | Вид напряженного состояния | Марка камня | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 200 | 150 | 100 | 75 | 50 | 35 | 25 | 15 | 10 |
| | | а | б | в | г | д | е | ж | з | и |
| 1 | Осевое растяжение $R^{н}_{р}$ | 6 | 5 | 4 | 3 | 2,5 | 1,8 | 1,4 | 1 | 0,7 |
| 2 | Растяжение при изгибе $R^{н}_{р.и}$ . . . . | 9 | 7 | 5,5 | 4,5 | 3,5 | 2,5 | 2 | 1,5 | 1 |
| 3 | Срез $R^{н}_{ср}$ . . . . . | 22 | 18 | 14 | 12 | 9 | 6,5 | 5 | 3 | 2 |
| 4 | Главные растягивающие напряжения при изгибе $R^{н}_{гл}$ . . . . . | 9 | 7 | 5,5 | 4,5 | 3,5 | 2,5 | 2 | 1,5 | 1 |

Примечания. 1. Нормативные сопротивления осевому растяжению, изгибу и главным растягивающим напряжениям отнесены ко всему сечению разрыва кладки.

2. Нормативные сопротивления срезу по перевязанному сечению отнесены только к сечению кирпича или камня в сечении среза (площадь сечения нетто) за вычетом вертикальных швов.

33 (3.9). Нормативные сопротивления бутобетона растяжению, главным растягивающим напряжениям и срезу должны приниматься в зависимости от марки бетона по табл. 11(10).

**Нормативные сопротивления бутобетона осевому растяжению $R^{н}_{р}$, главным растягивающим напряжениям $R^{н}_{гл}$, растяжению при изгибе $R^{н}_{р.и}$ и срезу $R^{н}_{ср}$ в кг/см²**

Таблица 11(10)

| № п/п | Вид напряженного состояния | Марка бетона | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 | 75 | 50 | 35 |
| | | а | б | в | г |
| 1 | Осевое растяжение $R^{н}_{р}$ и главные растягивающие напряжения $R^{н}_{гл}$ | 3,5 | 3 | 2,7 | 2,2 |
| 2 | Растяжение при изгибе $R^{н}_{р.и}$ . . . | 5 | 4,5 | 4 | 3,5 |
| 3 | Срез $R^{н}_{ср}$ . . . . . | 5,5 | 5 | 4,5 | 3,5 |

34(3.10). Нормативные сопротивления арматуры $R^{н}_{а}$ в армированной кладке должны приниматься:

для горячекатанной стали марки Ст. 5 $R^{н}_{а} = 1\,900$ кг/см²
" " " " Ст. 3 $R^{н}_{а} = 2\,400$ "
" холоднотянутой проволоки $R^{н}_{а} = 4\,500$ "

## Коэффициенты однородности

35(3.11). Коэффициенты однородности кладки $k_к$ указаны в табл. 12(11).

**Коэффициенты однородности кладки $k_к$**

Таблица 12(11)

| № п/п | Вид кладки | Класс работы | |
|---|---|---|---|
| | | А | Б |
| | I При сжатии | | |
| 1 | Кирпичная кладка и из керамических камней с щелевидными вертикальными пустотами . . . . . | 0,60 | 0,50 |
| 2 | Кладка из бетонных грунтовых и природных камней правильной формы, бутовая кладка и бутобетон . . . . . | 0,55 | 0,50 |
| | II При осевом растяжении, растяжении при изгибе, срезе и главных растягивающих напряжениях для всех видов кладки | 0,50 | 0,45 |

Примечания 1. По классу работы А проектируются каменные и армокаменные конструкции для строительств, на которых производятся систематические предварительные контрольные испытания прочности камня и раствора.

2. По классу работы Б проектируются каменные и армокаменные конструкции для строительств, на которых марка кирпича и камня принимается по паспортам заводов, а марка раствора—по составу раствора без контрольных испытаний.

36(3.12). Коэффициенты однородности арматуры в армированной кладке $k_a$ независимо от класса работы принимаются равными:

для стали марок Ст. 0 и Ст. 3 . . . . . 0,9
» холоднотянутой проволоки . . . . . 0,8

## Модули упругости, коэффициенты линейного расширения кладки, коэффициенты трения

37(3.13). Модуль упругости кладки $E$ должен приниматься:

а) при расчете конструкций по предельному состоянию прочности кладки

$$E' = 0{,}5\,E_0; \qquad 5(2.4)$$

б) при определении деформаций кладки

$$E = 0{,}8\,E_0. \qquad 6(2.5)$$

В формулах 5(2.4) и 6(2.5):

$E_0$ — начальный модуль упругости кладки, принимаемый по формулам:

для неармированной кладки

$$E_0 = \alpha R^{н}; \qquad 7(2.6)$$

для армированной кладки

$$E_0 = \alpha_a R^{н}_{а\,к}. \qquad 8(2.7)$$

В формулах 7(2.6) и 8(2.7):

$\alpha$ и $\alpha_a$ — упругая характеристика кладки, принимаемая согласно пп. 38(3.14) и 39(3.15);

$R^{н}$ — нормативное сопротивление кладки при сжатии, определяемое для неармированной кладки по табл. 3(2)—10(6), а для армированной кладки $R^{н}_{а\,к}$ — по формулам:

для продольно армированной кладки

$$R^{н}_{а.к} = R^{н} + \frac{pR^{н}_{а}}{100}; \qquad 9(2.8)$$

для сетчато армированной кладки

$$R^{н}_{а\,к} = R^{н} + \frac{2pR^{н}_{а}}{100}. \qquad 10(2.9)$$

В формулах 9(2.8) и 10(2.9):

$p$—процент армирования, определяемый для продольного армирования по площади сечения арматуры и кладки $F_а$ и $F_к$:

$$\left(p = \frac{F_а}{F_к} 100\right),$$

а для сетчатого армирования—по объему арматуры и кладки $v_а$ и $v_к$

$$\left(p = \frac{v_а}{v_к} 100\right);$$

$R^{н}_{а}$—нормативное сопротивление арматуры, принимаемое согласно п. 34(3.10).

Примечание. Модули упругости $E'$ и $E$ применяются в следующих случаях.

а) $E'$—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, в слоях сжатых многослойных сечений, усилий, вызываемых температурными деформациями, и т. п.;

б) $E$—для определения деформаций элементов каменных конструкций под влиянием 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.

38(3.14). Значения упругой характеристики $\alpha$ для неармированной кладки должны приниматься по табл. 13(12).

**Значения упругой характеристики α**

Таблица 13(12)

| № п/п | Вид кладки | Упругая характеристика α при марках раствора | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 200—50 | 25—10 | 4 | 2 | 0 |
| | | а | б | в | г | д |
| 1 | Из тяжелых природных и бетонных камней и бута на тяжелых растворах . . . . | 2 000 | 1 000 | 750 | 500 | 350 |
| 2 | Из кирпича, легкобетонных камней, легких природных камней на тяжелых растворах | 1 000 | 750 | 500 | 350 | 200 |
| 3 | То же, на легких растворах | 750 | 500 | 350 | 200 | 100 |

Примечания: 1. Упругая характеристика бутобетона принимается равной $\alpha = 2\,000$ при бетоне марок 100—50 и $\alpha = 1\,500$ при бетоне марки 35.

2. Упругая характеристика кладки из крупных блоков принимается:

для блоков из легкого бетона и легкого природного камня $\alpha = 750$;

для блоков из тяжелого бетона и тяжелого природного камня $\alpha = 1\,500$.

39(3.15). Значения упругой характеристики для армированной кладки $\alpha_a$ должны приниматься:

а) при сетчатом армировании в зависимости от процента армирования $p$—по формуле

$$\alpha_a = \frac{\alpha}{1+3p}; \qquad 11(2.10)$$

б) при продольном армировании, как для неармированной кладки,—по табл. 13(12).

40(3.16). Величины коэффициентов линейного расширения кладки при изменении температуры на 1° должны приниматься по табл. 14(13).

**Коэффициенты линейного расширения кладки**

Таблица 14(13)

| № п/п | Материал кладки | Коэффициенты линейного расширения кладки |
|---|---|---|
| 1 | Кирпич глиняный обыкновенный и пустотелая керамика . . . . . | $0{,}5 \cdot 10^{-5}$ |
| 2 | Кирпич силикатный . . . . . | $1{,}0 \cdot 10^{-5}$ |
| 3 | Камни бетонные . . . . . | $1{,}0 \cdot 10^{-5}$ |
| 4 | „ природные . . . . . | $0{,}8 \cdot 10^{-5}$ |

41. Коэффициенты трения принимаются по табл. 15.

**Коэффициенты трения**

Таблица 15

| № п/п | Материалы | Состояние поверхностей трения | |
|---|---|---|---|
| | | сухое | влажное |
| 1 | Кладка по кладке или бетону . . | 0,70 | 0,60 |
| 2 | Дерево . . . . . | 0,60 | 0,50 |
| 3 | Сталь . . . . . | 0,45 | 0,35 |
| 4 | Кладка и бетон по песку, гравию | 0,60 | 0,50 |
| 5 | То же, по суглинку . . . . . | 0,55 | 0,40 |
| 6 | „ „ глине . . . . . | 0,50 | 0,30 |

42(3.17). Объемный вес кладки из природных и искусственных камней определяется по данным главы II-В.3 СНиП,справочников или непосредственными измерениями.

Объемный вес кирпичной кладки принимается по указаниям примечания к приложению I.

## IV. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ КЛАДОК

43(4.1). Расчетные сопротивления кладки и арматуры должны определяться как произведение нормативных сопротивлений на коэффициент однородности (с округлением).

44(4.2). Расчетные сопротивления кладки по классу работы Б принимаются по табл. 16 (14)—24(22).

45(4.3). Расчетные сопротивления кладок по классу работы А определяются путем умножения расчетных сопротивлений по классу работы Б по табл. 16(14)—24(22) на коэффициенты:

а) при сжатии:

1) кирпичная кладка . . . . . 1,2
2) кладка других видов . . . . . 1,1
3) кладка из керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами . . . . . 1,2

б) при осевом растяжении, растяжении при изгибе, срезе и главных растягивающих напряжениях для всех видов кладки—1,1.

46(4.4). Расчетные сопротивления сжатию в возрасте 28 дней кладки из искусственных камней правильной формы, и природных камней чистой тески должны *приниматься:*

а) для кладки из кирпича и камней всех видов, а также из пустотелых керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 *мм* при высоте ряда 50—150 *мм* по табл. 16(14);

б) для кладки из сплошных бетонных камней и природных камней чистой тески при высоте ряда 180 *мм* и выше—по табл. 17(15);

в) для кладки из пустотелых бетонных камней при высоте ряда 180—350 *мм*—по табл. 18(16);

г) для кладки из грунтовых и природных камней низкой прочности—по табл. 19(17).

Примечания: 1. Расчетные сопротивления кладки при промежуточных размерах высоты ряда от 150 до 180 *мм* должны приниматься как среднее арифметическое по табл. 16(14) и 17(15).

2. Расчетные сопротивления кладки в сроки, отличные от 28-дневного возраста, должны приниматься по марке раствора, отвечающей его прочности в требуемые сроки.

**Расчетные сопротивления $R$ в *кг/см*² сжатию кладки из всех видов кирпича и других камней (в том числе из керамических камней с щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 *мм*) при высоте ряда кладки *50—150 мм* на тяжелых растворах (по классу работы Б)**

Таблица 16(14)

| № п/п | Марка кирпича или камня | Марка раствора | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 | 2 | 0 |
| | | а | б | в | г | д | е | ж | з |
| 1 | 300 | 33 | 30 | 28 | 25 | 22 | 18 | 17 | 15 |
| 2 | 200 | 27 | 25 | 22 | 18 | 16 | 14 | 13 | 10 |
| 3 | 150 | 22 | 20 | 18 | 15 | 13 | 12 | 10 | 8 |
| 4 | 100 | 18 | 17 | 15 | 13 | 10 | 9 | 8 | 6 |
| 5 | 75 | 15 | 14 | 13 | 11 | 9 | 7 | 6 | 5 |
| 6 | 50 | — | 11 | 10 | 9 | 7 | 6 | 5 | 3,5 |
| 7 | 35 | — | 9 | 8 | 7 | 6 | 4,5 | 4 | 2,5 |

Примечание. Расчетные сопротивления кладки на жестких цементных растворах (без добавок глины или извести), на легких растворах и на известковых растворах в возрасте до 3 месяцев следует снижать на 15%, а на цементных растворах без извести с органическими пластификаторами—на 10%.

**Расчетные сопротивления $R$ в *кг/см²* сжатию кладки из природных камней чистой тески и бетонных сплошных камней разных составов (*шлакобетон, крупнопористый бетон, гипсобетон и т. п.*) при высоте ряда 180 *мм* и выше (по классу работы Б)**

Таблица 17(15)

| № п/п | Марка камня | При высоте ряда кладки 180—350 *мм* и марке раствора | | | | | | | | | | При высоте ряда кладки 500 *мм* и выше на растворе марки 10 и выше |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 200 | 150 | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 | 2 | 0 | |
| | | *а* | *б* | *в* | *г* | *д* | *е* | *ж* | *з* | *и* | *к* | *л* |
| 1 | 1000 | 130 | 125 | 120 | 115 | 110 | 105 | 95 | 85 | 83 | 80 | 210 |
| 2 | 800 | 110 | 105 | 100 | 95 | 90 | 85 | 80 | 70 | 68 | 65 | 175 |
| 3 | 600 | 90 | 85 | 80 | 78 | 75 | 70 | 60 | 55 | 53 | 50 | 140 |
| 4 | 400 | 65 | 60 | 58 | 55 | 53 | 50 | 45 | 40 | 38 | 35 | 105 |
| 5 | 200 | 40 | 38 | 35 | 35 | 33 | 30 | 28 | 25 | 23 | 20 | 60 |
| 6 | 100 | 25 | 25 | 23 | 22 | 20 | 18 | 17 | 15 | 13 | 10 | 33 |
| 7 | 50 | — | — | 15 | 14 | 13 | 12 | 10 | 9 | 8 | 6 | 17 |
| 8 | 25 | — | — | — | — | 8 | 7,5 | 6,5 | 5,5 | 5 | 3,5 | 9 |

Примечания: 1. Для промежуточных марок камня—500, 300, 150, 75 и 35—расчетные сопротивления принимаются по интерполяции.

2. Расчетные сопротивления кладки из крупных бетонных пустотелых блоков (при высоте ряда кладки 500 *мм* и выше) определяются по графе «л» таблицы в зависимости от марки блока согласно примечанию 1 п. 6(2.1) и п. 181.

3. Расчетные сопротивления кладки из камней с высотой ряда 350—500 *мм* следует принимать по интерполяции из соответствующих значений табл. 17(15).

4. Марка шлакобетонных камней должна быть не ниже 35.

**Расчетные сопротивления $R$ в *кг/см²* сжатию кладки из пустотелых бетонных камней разных составов (шлакобетон, гипсобетон и т. п.) при высоте ряда 180—350 *мм* (по классу работы Б)**

Таблица 18(16)

| № п/п | Марка камня | Марка раствора | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 | 2 | 0 |
| | | *а* | *б* | *в* | *г* | *д* | *е* | *ж* | *з* |
| 1 | 100 | 20 | 18 | 17 | 16 | 14 | 13 | 11 | 9 |
| 2 | 75 | 16 | 15 | 14 | 13 | 11 | 10 | 9 | 7 |
| 3 | 50 | 12 | 11,5 | 11 | 10 | 9 | 8 | 7 | 5 |
| 4 | 35 | — | 10 | 9 | 8 | 7 | 6 | 5,5 | 4 |
| 5 | 25 | — | 7 | — | 6,5 | 5,5 | 5 | 4,5 | 3 |

Примечание. Марка шлакобетонных камней должна быть не ниже 35.

**Расчетные сопротивления $R$ в кг/см² сжатию кладки из грунтовых камней и природных камней низкой прочности правильной формы (по классу работы Б)**

Таблица 19(17)

| № п/п | Вид кладки | Марка камня | Марка раствора | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 25 | 10 | 4 | 2 | 0 |
| | | | а | б | в | г | д |
| 1 | Из сырцового, шлакового кирпича и других грунтовых и природных камней при высоте ряда до 150 *мм* | 25 | 6 | 4,5 | 3,5 | 3 | 2 |
| | | 15 | 4 | 3,5 | 2,5 | 2 | 1,3 |
| | | 10 | 3 | 2,5 | 2 | 1,8 | 1 |
| | | 7 | 2,5 | 2 | 1,8 | 1,5 | 0,7 |
| 2 | Из грунтовых и природных камней при высоте ряда 180 *мм* и выше | 25 | 7,5 | 6,5 | 5,5 | 5 | 3,5 |
| | | 15 | 5 | 4,5 | 3,8 | 3,5 | 2,5 |
| | | 10 | 3,8 | 3,3 | 2,8 | 2,5 | 1,8 |
| | | 7 | 2,8 | 2,5 | 2,3 | 2 | 1,2 |
| | | 4 | — | 1,5 | 1,4 | 1,2 | 0,8 |

47(4.5). Расчетные сопротивления сжатию кладки из природного камня правильной формы должны приниматься при высоте ряда 50—150 *мм* по табл. 16(14), а при высоте ряда 180 *мм* и более—по табл. 17(15).

В зависимости от чистоты тески постелей расчетное сопротивление, полученное из табл. 16(14) и 17(15), должно приниматься с умножением на коэффициенты:

а) для кладки из пиленых камней и камней чистой тески (выступы до 2 *мм*)—1,0;

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

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

г) для кладки из камней грубо околотых (под скобу) и из бута-плитняка—0,6.

48(4.6). Расчетные сопротивления сжатию бутовой кладки должны приниматься по табл. 20(18).

**Расчетные сопротивления $R$ в *кг/см²* сжатию бутовой кладки в возрасте 3 месяцев из рваного бута (при марке раствора в возрасте 28 дней) (по классу работы Б)**

Таблица 20(18)

| № п/п | Марка камня | Марка раствора | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 200 | 150 | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 | 2 | 0 |
| | | а | б | в | г | д | е | ж | з | и | к |
| 1 | 1000 | 30 | 28 | 25 | 22 | 18 | 12 | 8 | 5 | 4,5 | 3,5 |
| 2 | 800 | 28 | 25 | 22 | 20 | 16 | 10 | 7 | 4,5 | 3,5 | 3 |
| 3 | 600 | 25 | 22 | 20 | 17 | 14 | 9 | 6,5 | 4 | 3 | 2 |
| 4 | 400 | 20 | 17 | 15 | 13 | 11 | 8 | 5,5 | 3,5 | 2,5 | 1,5 |
| 5 | 200 | — | 12 | 11 | 10 | 8 | 6 | 4,5 | 3 | 2 | 1 |
| 6 | 100 | — | — | 7,5 | 7 | 6 | 5 | 3,5 | 2,5 | 1,7 | 0,5 |
| 7 | 50 | — | — | — | — | 4,5 | 3,5 | 2,5 | 2 | 1,5 | 0,3 |
| 8 | 25 | — | — | — | — | 3 | 2,5 | 2 | 1,5 | 1 | 0,2 |

Примечания: 1. Для промежуточных марок камня—500, 300, 150, 75 и 35—расчетные сопротивления принимаются по интерполяции.

2. Для кладки из пустотелого бутового камня расчетное сопротивление повышается на 50%, а при особо тщательной кладке из отборного постелистого камня с приколом камней—на 100%.

3. Для кладки в возрасте 28 дней расчетное сопротивление снижается на 20%.

4. Расчетное сопротивление бутовой кладки фундаментов, засыпанных со всех сторон грунтом, повышается:

а) при кладке с последующей засыпкой пазух грунтом—на 1 *кг/см²*;

б) при кладке в траншеях враспор с нетронутым грунтом, а также после длительного уплотнения засыпанного в пазухах грунта (при надстройках)—на 2 *кг/см²*.

49 (4.7). Расчетное сопротивление сжатию бутобетона должно приниматься в зависимости от марки бетона по табл. 21(19).

**Расчетные сопротивления $R$ в кг/см² сжатию бутобетона (по классу работы Б)**

Таблица 21(19)

| № п/п | Вид бутобетона | Марка бетона | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 | 75 | 50 | 35 |
| | | а | б | в | г |
| 1 | С рваным бутовым камнем марки 200 и выше . . . . . | 27 | 22 | 18 | 15 |
| 2 | То же, марки 100 . . | — | 20 | 16 | 13 |
| 3 | То же, марки 50 и с кирпичным боем . . | — | 18 | 15 | 12 |

Примечания: 1. При вибрировании бутобетона расчетные сопротивления повышаются на 15%.

2. Расчетные сопротивления указаны для бутобетона в возрасте 1 месяца. Расчетные сопротивления бутобетона в возрасте 3 месяцев повышаются на 10%.

50(4.8). Расчетные сопротивления сжатию при изгибе $R_и$ должны приниматься:

а) для неармированной кладки при внецентренном сжатии с большими эксцентриситетами ($e_0 > 0{,}45\ y$) — по формуле

$$R_и = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_c}}; \qquad 12(2.11)$$

б) для продольно армированной кладки при изгибе и внецентренном сжатии с большими эксцентриситетами—по формуле

$$R_и = 1{,}25\,R. \qquad 13(2.12)$$

В формулах 12(2.11) и 13(2.12):

$R$—расчетное сопротивление сжатию, принимаемое по табл. 16(14)—21(19);

$F$—площадь всего сечения;

$F_c$—площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений [см. п. 73(7.12)].

51(4.9). Расчетное сопротивление кладки при местном сжатии (смятии) $R_{см}$ определяется по формуле

$$R_{см} = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} \leqslant 2R, \qquad 14(2.13)$$

где $F_{см}$—площадь смятия;

$F$—площадь всего сечения.

При местном сжатии неотвердевшей кладки (при прочности раствора 2 *кг/см*$^2$ и ниже) принимается $R_{см} = R$

52(4.10). Расчетные сопротивления растяжению, срезу и скалыванию при изгибе кладки всех видов должны приниматься:

а) при расчете в предположении разрушения кладки по швам (перевязанным и неперевязанным)—по табл. 22(20);

**Расчетные сопротивления кладки из 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 $R_{гл}$ в *кг/см*$^2$ при разрушении кладки по горизонтальным и вертикальным швам (по классу работы Б)**

Таблица 22(20)

| № п/п | Вид напряженного состояния и сечения | Марка раствора | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 и 50 | 25 | 10 | 4 | 2 |
| | | *а* | *б* | *в* | *г* | *д* |
| | Осевое растяжение $R_р$ | | | | | |
| 1 | По неперевязанному сечению для кладки всех видов (нормальное сцепление, рис. 1) . . . . . | 0,8 | 0,5 | 0,3 | 0,1 | 0,05 |

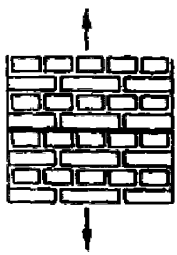
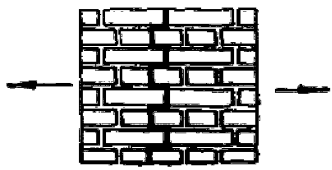
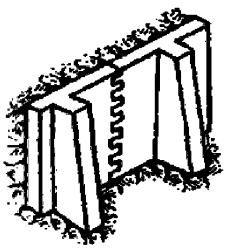


Рис. 1.

Продолжение табл. 22(20)

| № п/п | Вид напряженного состояния и сечения | Марка раствора | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 и 50 | 25 | 10 | 4 | 2 |
| | | а | б | в | г | д |
| 2 | По перевязанному сечению (рис. 2): | | | | | |
| |  Рис. 2. | | | | | |
| | 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 |
| | Растяжение при изгибе $R_{р.и}$ | | | | | |
| 3 | По неперевязанному сечению для кладки всех видов . . . . . | 1,2 | 0,8 | 0,4 | 0,2 | 0,1 |

Продолжение табл. 22(20)

| № п/п | Вид напряженного состояния и сечения | Марка раствора | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 и 50 | 25 | 10 | 4 | 2 |
| | | а | б | в | г | д |
| 4 | По перевязанному сечению (рис. 3). | | | | | |
| |  Рис. 3. | | | | | |
| | 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 |
| | 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 |
| | Главные растягивающие напряжения $R_{гл}$ | | | | | |
| 7 | По косой штрабе . . . . . | 1,2 | 0,8 | 0,4 | 0,2 | 0,1 |

Примечания: 1. Расчетные сопротивления кладки на цементных растворах принимаются на 25% ниже.

2. Расчетные сопротивления кладки из дырчатого и щелевого кирпича и пустотелых бетонных камней принимаются на 25% выше.

3. Расчетные сопротивления отнесены ко всему сечению разрыза или среза кладки.

4. При отношении глубины перевязки к высоте ряда кладки менее единицы расчетные сопротивления кладки растяжению осевому и растяжению при изгибе по перевязанным сечениям для кладки из камней правильной формы принимаются равными величинам, указанным в табл. 22(20), умноженным на отношение глубины перевязки к высоте ряда.

б) при расчете в предположении разрушения кладки по кирпичу или камню—по табл. 23(21).

**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 $R_{гл}$ в кг/см² по перевязанному сечению при разрушении кладки по кирпичу или камню (по классу работы Б)**

Таблица 23(21)

| № п/п | Вид напряженного состояния | Марки камня | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 200 | 150 | 100 | 75 | 50 | 35 | 25 | 15 | 10 |
| | | а | б | в | г | д | е | ж | з | и |
| 1 | Осевое растяжение $R_р$ | 2,5 | 2 | 1,8 | 1,3 | 1 | 0,8 | 0,6 | 0,5 | 0,3 |
| 2 | Растяжение при изгибе $R_{р.и}$ . . . . | 4 | 3 | 2,5 | 2 | 1,6 | 1,2 | 1 | 0,7 | 0,5 |
| 3 | Срез $R_{ср}$ . . . . . | 10 | 8 | 6,5 | 5,5 | 4 | 3 | 2 | 1,4 | 0,9 |
| 4 | Главные растягивающие напряжения при изгибе $R_{гл}$ . . . . . | 4 | 3 | 2,5 | 2 | 1,6 | 1,2 | 1 | 0,7 | 0,5 |

Примечания: 1. Расчетные сопротивления при осевом растяжении, изгибе и главных растягивающих напряжениях отнесены ко всему сечению разрыва кладки.

2. Расчетные сопротивления при срезе по перевязанному сечению отнесены только к сечению кирпича или камня в сечении среза (площадь сечений нетто) за вычетом вертикальных швов.

53(4.11). Расчетные сопротивления бутобетона растяжению, главным растягивающим напряжениям и срезу должны приниматься в зависимости от марки бетона по табл. 24(22).

**Расчетные сопротивления бутобетона осевому растяжению $R_р$, главным растягивающим напряжениям $R_{гл}$, растяжению при изгибе $R_{р.и}$ и срезу $R_{ср}$ в *кг/см²* (по классу работы Б)**

Таблица 24(22)

| № п/п | Вид напряженного состояния | Марка бетона | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 100 | 75 | 50 | 35 |
| | | а | б | в | г |
| 1 | Осевое растяжение $R_р$ и главные растягивающие напряжения $R_{гл}$ . . . . . | 1,6 | 1,4 | 1,2 | 1 |
| 2 | Растяжение при изгибе $R_{р.и}$ . . . . . | 2,2 | 2 | 1,8 | 1,6 |
| 3 | Срез $R_{ср}$ . . . . . | 2,5 | 2,2 | 2 | 1,6 |

54(4.12). Расчетные сопротивления арматуры $R_а$ в армированной кладке должны приниматься равными:

для стали марки Ст. 0 . . . . . 1 700 *кг/см²*
» » » Ст. 3 . . . . . 2 100 »
» холоднотянутой проволоки . . . . 3 600 »

## V. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

### Общие указания

55(5.1). Расчет каменных и армокаменных конструкций должен производиться в соответствии с указаниями главы II-Б.1 СНиП:

а) по несущей способности (прочности и устойчивости)—для всех конструкций;

б) по деформациям—для конструкций, в которых величина деформаций может ограничить возможность их эксплуатации;

в) по образованию или раскрытию трещин — для конструкций, в которых по условиям эксплуатации об-

разование трещин не допускается или их раскрытие должно быть ограничено.

56(5.2). Расчет по несущей способности должен производиться на воздействие расчетных нагрузок.

Расчет по деформациям должен производиться на воздействие нормативных нагрузок.

Расчет по образованию или раскрытию трещин должен производиться на воздействие расчетных или нормативных нагрузок.

Примечания: 1. В случаях, когда наиболее невыгодные условия расчета получаются при минимальном значении расчетной продольной силы (совместное действие сжатия и поперечного изгиба при больших эксцентриситетах, срез кладки и главные растягивающие напряжения при наличии обжатия и т. п.), расчетные нагрузки от собственного веса конструкций принимаются с коэффициентом 0,9.

2. Расчет по несущей способности незаконченного сооружения производится на воздействие нормативной ветровой нагрузки. Остальные нагрузки принимаются с коэффициентами перегрузки.

57(5.3). Усилия в каменных и армокаменных конструкциях определяются по упругой стадии работы.

Примечание. В статически неопределимых системах разрешается при специальном обосновании учитывать перераспределение усилий, вызываемое пластическими деформациями.

58(5.4). Расчет по несущей способности производится согласно разделам VI и VII настоящих НиТУ с учетом в необходимых случаях пластических деформаций материалов и раскрытия швов в растянутой зоне.

Расчет по деформациям и по образованию или раскрытию трещин производится для полного сечения элементов конструкций (без учета раскрытия швов в растянутой зоне), как для упругого тела.

59(5.5). При расчете по образованию или раскрытию трещин напряжения растяжения (в неармированной кладке — краевые, а в армированной кладке — в продольной растянутой арматуре) ограничиваются посредством умножения расчетных сопротивлений на коэффициенты условий работы такими пределами, при которых раскрытие швов кладки в растянутой зоне не будет достигать величин, препятствующих нормальной эксплуатации сооружения.

## Коэффициенты условий работы

60(5.6). При расчете каменных и армокаменных конструкций, а также конструкций, усиленных включением железобетонных элементов (комплексные конструкции), применяются следующие коэффициенты условий работы:

$m$ —коэффициент условий работы элементов конструкций;

$m_к$ —коэффициент условий работы кладки;

$m_б$ —коэффициент условий работы бетона;

$m$ —коэффициент условий работы арматуры;

$m_{тр}$ —коэффициент условий работы кладки при расчете по раскрытию трещин.

61(5.7). Коэффициенты условий работы элементов каменных, армокаменных и комплексных конструкций $m$ при расчете их по несущей способности принимаются:

а) для элементов с площадью сечения более 0,3 $м^2$— $m=1$;

б) для элементов с площадью сечения 0,3 $м^2$ и менее— $m=0{,}8$.

Примечания: 1. При проверке прочности конструкций незаконченного сооружения, в частности зимней кладки, коэффициенты условий работы повышаются на 25%.

2. При расчете конструкций на нагрузки, которые будут приложены после длительного периода твердения кладки (более года), а также на сейсмические нагрузки коэффициенты условий работы повышаются:

при работе кладки на сжатие—на 10%;

при работе кладки на растяжение, изгиб и срез, когда сопротивление кладки определяется силами сцепления раствора с камнем в швах [табл. 22(20) и 24(22)]: при цементно-известковых растворах—на 20%; при цементно-глиняных растворах—на 10%.

62(5.8). Коэффициенты условий работы кладки $m_к$ из кирпича, бетонных и природных камней в зависимости от степени долговечности принимаются по табл. 25(23), а для кладки из гипсобетонных камней и грунтоматериалов—по табл. 26.

## Коэффициенты условий работы кладки $m_к$ из кирпича, бетонных и природных камней

Таблица 25(23)

| № п/п | Вид кладки | Коэффициенты условий работы $m_к$ при степени долговечности | | |
|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III |
| | | а | б | в |
| 1 | Из кирпича и керамических камней . . | 1 | 1 | 1 |
| 2 | Из бетонных камней на заполнителях из горных пород и на искусственных легких заполнителях: керамзите, шлаковой пемзе, агломерированных топливных шлаках, доменных гранулированных шлаках, спекшихся кусковых шлаках от сжигания угля в пылевидном состоянии и на других качественных заполнителях заводского изготовления . . . . | 1 | 1 | 1 |
| 3 | Из шлакобетонных камней на шлаках от сжигания антрацита и каменных углей в кусках . . . . . | 0,9 | 1 | 1 |
| 4 | Из шлакобетонных камней на шлаках от сжигания бурых и смешанных углей в кусках . . . . . | — | 0,8 | 0,9 |
| 5 | Из природного камня: | | | |
| | а) марки 50 и выше . . . . . | 1 | 1 | 1 |
| | б) » 35 и ниже . . . . . | 0,9 | 1 | 1 |

Примечание. При защите кладки с наружной стороны облицовкой толщиной не менее 3,5 *см* из морозостойкого материала, удовлетворяющего требованиям табл. 1(1), для всех кладок принимается $m_к = 1$.

**Коэффициенты условий работы кладки $m_к$ из гипсобетонных камней и грунтоматериалов (для сооружений III степени долговечности)**

Таблица 26

| № п/п | Вид кладки | Районы с сухим климатом | | Прочие районы | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | наружные стены | внутренние стены | наружные стены | внутренние стены |
| | | а | б | в | г |
| 1 | Для гипсобетонных камней . . . . . | 0,7 | 0,8 | 0,5 | 0,8 |
| 2 | То же, с водостойкими добавками . . . . | $0,5+0,5K_{рз}$ | $0,7+0,3K_{рз}$ | $0,7+0,3K_{рз}$ | $0,8+0,2K_{рз}$ |
| 3 | Из грунтоматериалов неводостойких . . | 0,7 | 0,8 | 0,5 | 0,8 |
| 4 | То же, с водостойкими добавками . . . . | 0,9 | 1 | 0,8 | 1 |

Примечание. Коэффициент размягчения $K_{рз} = \frac{R_{вл}}{R_с}$,

где $R_{вл}$ —предел прочности камней при сжатии в насыщенном водой состоянии после 24-часового насыщения,

$R_с$ —предел прочности в состоянии естественной влажности.

63(5.9). Коэффициенты условий работы кладки и арматуры при расчете конструкций из армированной кладки должны приниматься:

а) для конструкций с сетчатой арматурой:

для кладки . . . . . , $m_к = 1$

» сетчатой арматуры из стали Ст. 0 . . $m_а = 0,8$

» » » » » Ст. 3 . . $m_а = 0,7$

» холоднотянутой проволоки . . . . . $m_а = 0,5$

б) для конструкций с продольной арматурой:

| | |
|---|---|
| для кладки без арматуры в сжатой зоне . | $m_к = 1$ |
| » » с арматурой » » » . | $m_к = 0{,}85$ |
| » продольной арматуры из стали Ст. 0. . . | $m_а = 1$ |
| » » » » » Ст. 3 . . | $m_а = 0{,}9$ |
| » холоднотянутой проволоки . . . . . | $m_а = 0{,}9$ |
| » отогнутой арматуры и хомутов . . . . | $m_а = 0{,}8$ |

в) для анкеров и связей в кладке:

| | |
|---|---|
| на растворе 25 и выше . . . . . | $m_а = 0{,}9$ |
| » » 10 . . . . . | $m_а = 0{,}7$ |
| » » 4 . . . . . | $m_а = 0{,}5$ |

г) для конструкций, усиленных включением железобетонных элементов (комплексные конструкции):

| | |
|---|---|
| для кладки . . . . . | $m_к = 0{,}85$ |
| » бетона . . . . . | $m_б = 1$ |
| » арматуры из стали Ст. 0 . . . | $m_а = 1$ |
| » » » » Ст. 3 . . . . . | $m_а = 0{,}9$ |
| » холоднотянутой проволоки . . . . . | $m_а = 0{,}9$ |
| » отогнутой арматуры и хомутов . . . | $m_а = 0{,}8$ |

д) для конструкций, усиленных обоймами:

| | |
|---|---|
| для кладки без повреждений . . . | $m_к = 1$ |
| » » частично разрушенной, с трещинами | $m_к = 0{,}7$ |
| » арматуры хомутов, спирали и поперечных планок из стали Ст. 0 . . | $m_а = 0{,}8$ |
| то же, из стали Ст. 3 . . . . . | $m_а = 0{,}7$ |
| то же, из холоднотянутой проволоки . . | $m_а = 0{,}5$ |

для продольной арматуры и продольных элементов стальных обойм из стали Ст. 0 и Ст. 3:

| | |
|---|---|
| а) без непосредственной передачи нагрузки на обойму . . . . . | $m_а = 0{,}2$ |
| б) при передаче нагрузки на обойму с одной стороны . . . . . | $m_а = 0{,}6$ |

для бетона:

| | |
|---|---|
| а) без непосредственной передачи нагрузки на обойму . . . . . | $m_б = 0{,}35$ |
| б) при передаче нагрузки на обойму с одной стороны . . . . . | $m_б = 0{,}7$ |

Примечание. При двустороннем включении обоймы в совместную работу с кладкой коэффициенты условий работы принимаются, как для комплексных конструкций.

64(5.10). Коэффициенты условий работы кладок $m_{тр}$ при расчете неармированных каменных конструкций по раскрытию трещин (швов кладки) должны приниматься по табл. 27(24).

**Коэффициенты условий работы кладки по раскрытию трещин (швов кладки) $m_{тр}$**

Таблица 27(24)

| № п/п | Условия работы кладки | Коэффициенты условий работы $m_{тр}$ при степени долговечности | | |
|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III |
| | | а | б | в |
| 1 | Неармированная внецентренно нагруженная и растянутая кладка | 1,5 | 2 | 3 |
| 2 | То же, с гидроизоляционной штукатуркой для конструкций, работающих на гидростатическое давление жидкости . . . | 1,2 | 1,5 | 2 |
| 3 | То же, с кислотоупорной штукатуркой или облицовкой на вамазке на жидком стекле . . | 0,8 | 1 | 1 |
| 4 | То же, с декоративной штукатуркой для конструкций с повышенной отделкой . . . . | 1,2 | 1,2 | — |

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. 27 (24) с коэффициентами:

при $p \geq 0{,}10\%$ . . . . . $k = 1{,}25$
„ $p \leq 0{,}05\%$ . . . . . $k = 1$

При промежуточных процентах армирования — по интерполяции по формуле $k = 0{,}75 + 5p$.

65(5.11). Коэффициенты условий работы арматуры $m_a$ при расчете продольно армированных каменных конструкций по раскрытию трещин в условиях агрессивной для арматуры среды принимаются по табл. 28(25).

**Коэффициенты условий работы арматуры $m_a$ для продольно армированных конструкций (из стали марки Ст. 0) при расчете их по раскрытию трещин**

Таблица 28(25)

| № п/п | Наименование конструкций | Условия работы | Коэффициенты условий работы $m_a$ при степени долговечности | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | I | II | III |
| | | | а | б | в |
| 1 | Продольно армированные изгибаемые и растянутые элементы в условиях агрессивной для арматуры среды | а) Растяжение кладки в горизонтальном направлении (по перевязанному сечению) | 0,25 | 0,35 | 0,35 |
| | | б) Растяжение кладки в вертикальном направлении (по неперевязанному сечению) | 0,15 | 0,20 | 0,20 |
| 2 | Продольно армированные емкости при наличии специальных требований непроницаемости покрытий каменных конструкций | а) Гидроизоляционная цементная штукатурка | 0,10 | 0,15 | 0,20 |
| | | б) Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле и однослойное покрытие из плиток каменного литья на кислотоупорной замазке | 0,07 | 0,09 | 0,09 |
| | | в) Двух- и трехслойное покрытие из прямоугольных плиток каменного литья на кислотоупорной замазке: | | | |
| | | растяжение вдоль длинной стороны плиток | 0,17 | 0,20 | 0,20 |
| | | растяжение вдоль короткой стороны плиток | 0,10 | 0,15 | 0,15 |

Примечание. При применении стали марки Ст. 3 коэффициенты условий работы арматуры понижаются на 20% и холоднотянутой проволоки — на 50%.

## VI. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

### Центрально сжатые элементы

66(7.1). Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии производится по формуле

$$N \leqslant m m_к \varphi R F, \qquad 15(2.14)$$

где $N$ —расчетная продольная сила;
$m$ —коэффициент условий работы элемента конструкций;
$m_к$ —коэффициент условий работы кладки;
$\varphi$ —коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 29(32);
$R$ —расчетное сопротивление сжатию;
$F$ —площадь сечения элемента.

67(7.2). Значения коэффициентов продольного изгиба $\varphi$ принимаются по табл. 29(32) в зависимости от упругой характеристики кладки $\alpha$ и приведенной гибкости $\beta_{пр}$ или $\lambda_{пр}$:

$$\beta_{пр} = \frac{l_0}{a}\sqrt{\frac{1\,000}{\alpha}}; \quad \lambda_{пр} = \frac{l_0}{r}\sqrt{\frac{1\,000}{\alpha}},$$

где $l_0$ —расчетная высота конструкции [см. п. 68(7.3)];
$a$—меньший размер прямоугольного сечения;
$r$—радиус инерции сечения;
$\alpha$—упругая характеристика кладки [см. пп. 38(3.14) и 39(3.15)].

68(7.3). Расчетная высота конструкции $l_0$ при определении коэффициента продольного изгиба принимается в зависимости от жесткости верхней опоры:

а) при неподвижной верхней опоре $l_0 = H$;

б) при упругой верхней опоре: для однопролетных зданий $l_0 = 1{,}50H$; для многопролетных зданий $l_0 = 1{,}25H$;

в) для свободностоящих конструкций при отсутствии анкерной связи их с перекрытием или покрытием $l_0 = 2H$, где $H$—расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами.

**Коэффициенты продольного изгиба $\varphi$**

Таблица 29(32)

| Приведенная гибкость | | $\varphi$ | Приведенная гибкость | | $\varphi$ | Приведенная гибкость | | $\varphi$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $\beta_{пр}$ | $\lambda_{пр}$ | | $\beta_{пр}$ | $\lambda_{пр}$ | | $\beta_{пр}$ | $\lambda_{пр}$ | |
| 4 | 14 | 0,99 | 15 | 52,5 | 0,77 | 34 | 118 | 0,39 |
| 5 | 17,5 | 0,98 | 16 | 56 | 0,74 | 36 | 125 | 0,36 |
| 6 | 21 | 0,96 | 17 | 59,5 | 0,72 | 38 | 132 | 0,34 |
| 7 | 24,5 | 0,94 | 18 | 68 | 0,70 | 40 | 139 | 0,32 |
| 8 | 28 | 0,92 | 20 | 70 | 0,65 | 42 | 146 | 0,30 |
| 9 | 31,5 | 0,90 | 22 | 76 | 0,61 | 44 | 153 | 0,28 |
| 10 | 35 | 0,88 | 24 | 83 | 0,56 | 46 | 160 | 0,26 |
| 11 | 38,5 | 0,86 | 26 | 90 | 0,53 | 48 | 166 | 0,24 |
| 12 | 42 | 0,84 | 28 | 97 | 0,49 | 50 | 173 | 0,23 |
| 13 | 45,5 | 0,81 | 30 | 104 | 0,45 | 52 | 180 | 0,22 |
| 14 | 49 | 0,79 | 32 | 111 | 0,42 | 54 | 187 | 0,21 |

69. В стенах и столбах, имеющих жесткую верхнюю опору, в опорных сечениях продольный изгиб может не учитываться ($\varphi = 1$). При расчете сечений на участках у опор длиной до $^1/_3$ высоты разрешается принимать коэффициент переменным от 1 до расчетного значения $\varphi$, изменяемым по линейному закону, а в пределах средней трети элемента—постоянным, равным расчетному значению $\varphi$.

Примечание. Определение коэффициента $\varphi$ для стен и столбов, имеющих по высоте переменное сечение, производится при неподвижной верхней опоре для сечения, расположенного в средней трети высоты элемента.

Для стен и столбов, имеющих упругую верхнюю опору или свободно стоящих, коэффициент $\varphi$ определяется для нижнего сечения и полной высоты элемента $H$. В этом случае при расчете верхних участков стен и столбов, имеющих меньшие размеры поперечного сечения, продольный изгиб учитывается по поперечному сечению и высоте $H$ верхнего участка.

70. В стенах, ослабленных проемами, при расчете простенков принимается коэффициент $\varphi$ 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.

71. Для стен, закрепленных по контуру, при длине стены $l$ меньше двойной высоты $h$ разрешается учитывать стены $l_0$ по формуле

$$l_0 = \frac{h}{1 + \frac{h}{l}}. \qquad 16$$

При этом ослабление стены проемами как по вертикальному, так и по горизонтальному сечению не должно превышать 40%, а действующие напряжения в рассматриваемой стене и связанных с ней примыкающих стенах не должны разниться более чем в 2 раза.

### Внецентренно сжатые элементы

72(7.11). Расчет внецентренно сжатых элементов неармированной кладки при малых эксцентриситетах (рис. 4) при $e_0 \leqslant 0{,}45y$ производится по формуле

$$N \leqslant \frac{mm_к \varphi R S_0}{e} = \frac{mm_к \varphi RF}{1 + \frac{e_0}{h - y}} \qquad 17(2.23)$$

или для прямоугольного сечения

$$N \leqslant \frac{mm_к \varphi RF}{1 + \frac{2e_0}{h}}, \qquad 18$$

где $e$—эксцентриситет продольной силы $N$ относительно менее напряженной грани сечения;

$e_0$—эксцентриситет продольной силы $N$ относительно центра тяжести сечения;

$h$ —высота сечения;

$y$ —расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета;

$\varphi$ —коэффициент продольного изгиба, определяемый в соответствии с п. 67(7 2).

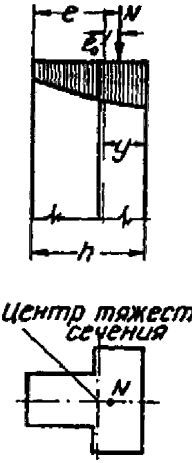
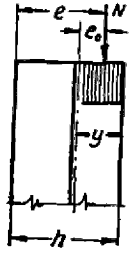



Рис. 4. Внецентренное сжатие кладки при малых эксцентриситетах.

73(7.12). Расчет внецентренно сжатых элементов неармированной кладки при больших эксцентриситетах (рис. 5) при $e_0 > 0{,}45y$ производится по формуле

$$N \leqslant mm_к \varphi_н R_н F_c = mm_к \varphi_н RF_c \sqrt[3]{\frac{F}{F_c}}, \qquad 19(2.24)$$




где $R_н = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_c}}$ и $\varphi_н = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$.

Для прямоугольного сечения

$$F_c = F\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \text{ и } \beta_c = \frac{h'}{h - 2e_0};$$

$$N \leqslant mm_к \varphi_н RF \sqrt[3]{\left(1 - \frac{2e_0}{h}\right)^2}. \qquad 20$$

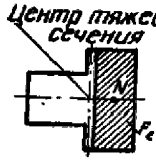



Рис. 5. Внецентренное сжатие кладки при больших эксцентриситетах.

Для таврового сечения при $e_0 > 0{,}45y$ можно приближенно принимать

$$F_c = 2(y - e_0)b$$

и

$$\beta_c = \frac{h'}{2(y - e_0)},$$

где $b$ —ширина полки или стенки сечения в зависимости от направления эксцентриситета;

$F_c$ —площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений;

$\varphi$ —коэффициент продольного изгиба для всего сечения;

$\varphi_c$ —коэффициент продольного изгиба для части площади сечения $F_c$, определяемый для гибкости $\beta_c = \frac{h'}{a_c}$ или $\lambda_c = \frac{h'}{r_c}$, где $h'$ —высота части элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента (рис. 6);

$a_c$ и $r_c$ —высота и радиус инерции части площади сечения $F_c$.

В целях упрощения расчета разрешается определять $\varphi$, без построения эпюры изгибающего момента, принимая при знакопеременной эпюре $M$.

$$h' = \frac{1}{2} H.$$

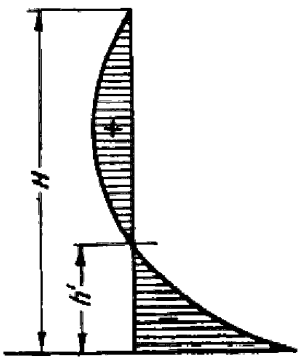



**Рис. 6. Эпюра изгибающего момента (для сжатого элемента, нагруженного поперечной нагрузкой).**

При $e_0 > e_{пр}$ [см. табл. 33(35)] в дополнение к расчету внецентренно сжатых элементов по формулам 19(2.24) и 20 производится расчет растянутой зоны на трещины согласно указаниям п. 112 (9.2).

Примечания: 1. Формулами для больших эксцентриситетов ($e_0 > 0{,}45y$) разрешается пользоваться и при малых эксцентриситетах, принимая в них $\varphi_в = \varphi$.

2. Формулы для определения части площади сечения кладки $F_c$ для некоторых сложных поперечных сечений приведены в приложении VI.

## Изгибаемые элементы

74 (7.8). Расчет изгибаемых неармированных элементов производится по формуле

$$M \leqslant m m_к R_{р.и} W, \qquad 21(2.19)$$

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.

75. Расчет изгибаемых элементов на поперечную силу производится по формуле

$$Q \leqslant m m_к R_{тд} b z,$$

где $b$ —ширина сечения;

$z$—плечо внутренней пары сил $\left(z = \frac{J}{S}\right.$; для прямоугольного сечения $\left. z = \frac{2}{3} h\right)$.

### Центрально растянутые элементы

76(7.6). Расчет элементов при центральном растяжении производится по формуле

$$N \leqslant m m_к R_р F, \qquad 22(2.17)$$

где $R_р$ —расчетное сопротивление кладки растяжению по перевязанному сечению.

Примечание. Проектирование каменных конструкций, работающих на центральное растяжение, по неперевязанным сечениям не допускается.

### Срез и местное сжатие (смятие)

77. Расчет элементов при срезе для неармированной кладки производится по формуле

$$Q \leqslant m m_к (R_{ср} + 0{,}8 f \sigma_0) F, \qquad 23$$

где $f$ —приведенный коэффициент трения по шву кладки, принимаемый: для кладки из сплошного кирпича и сплошных камней правильной формы—0,7, а для кладки из пустотелого кирпича и камней с вертикальными пустотами—0,3;

$\sigma_0$ —среднее напряжение сжатия при наименьшей расчетной продольной нагрузке (с коэффициентом перегрузки $n=0{,}9$);

$R_{ср}$ —расчетное сопротивление срезу.

78. Расчет сечений при местном сжатии (смятии) в случае распределения нагрузки на части площади должен производиться по формуле

$$N \leqslant m m_к \mu R_{см} F_{см}, \qquad 24$$

где $R_{см}$ —расчетное сопротивление кладки при местном сжатии (смятии), определяемое по формуле

$$R_{см} = R\sqrt[3]{\frac{F}{F_{см}}} \leqslant 2R, \qquad 25$$

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

$F$ —расчетная площадь сечения;

$\mu$ —коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки. При равномерном распределении нагрузки $\mu=1$; при треугольном распределении нагрузки в одном из направлений $\mu=0{,}5$.

Примечания: 1. Коэффициентом полноты эпюры давления называется отношение объема эпюры давления к объему $\sigma_{max} F_{см}$, где $\sigma_{max}$ — максимальная ордината эпюры давления.

2. При местном сжатии неотвердевшей кладки (при прочности раствора 2 *кг/см*² и ниже) принимается $R_{см}=R$.

79. При определении расчетной площади сечения $F$ надлежит руководствоваться следующими указаниями:

а) при местной нагрузке стен в расчетную площадь сечения включается сечение участка стены на длину не более толщины стены в обе стороны от краев местной нагрузки (рис. 7,*а*);

б) при местной краевой нагрузке стены в расчетную площадь сечения включается сечение участка стены, примыкающего к краю местной нагрузки на длину не более толщины стены (рис. 7,*б*);

в) при местной нагрузке стены от опирания концов прогонов и балок в расчетную площадь сечения включает-

ся площадь сечения стены, ограниченная осями двух соседних пролетов между балками (рис. 8,*а*).

В случае, если расстояние между балками превышает двойную толщину стены, в расчетную площадь сечения включаются участки, расположенные по обе стороны балки на длину не более толщины стены (рис. 8,*б*).

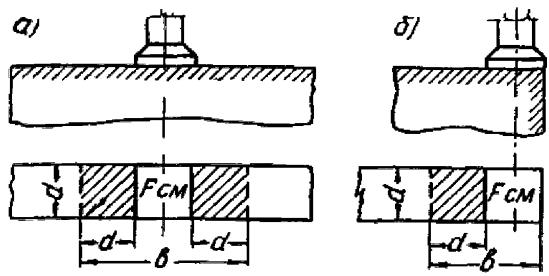



Рис. 7.

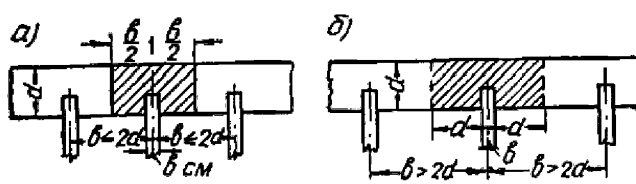



Рис. 8.

## РАСЧЕТ МНОГОСЛОЙНЫХ СТЕН

80. При расчете многослойных стен ось стены принимается по центру тяжести сечения, приведенного к одному материалу ($F_{пр}$).

При приведении сечения толщина слоев принимается фактическая, а ширина слоев изменяется пропорционально отношению расчетных сопротивлений при центральном сжатии отдельных слоев кладки или бетона по формуле

$$b_{пр} = b\frac{R_1}{R_2}, \qquad 26$$

где $b_{пр}$ —приведенная ширина слоя;
$b$ —фактическая ширина слоя;
$R_1$ —расчетное сопротивление слоя;
$R_2$ —расчетное сопротивление слоя, к материалу которого приводится сечение.

81. Расчет многослойных стен с симметричным и несимметричным расположением слоев производится по приведенному расчетному сопротивлению $R_{пр}$, которое определяется по формуле

$$R_{пр} = \frac{m_1 R_1 F_1 + m_2 R_2 F_2}{F_1 + F_2}, \qquad 27$$

где $F_1$ и $F_2$ —площадь сечения отдельных слоев;
$R_1$ и $R_2$ —расчетное сопротивление отдельных слоев кладки по таблицам раздела IV или бетона по главе II-Б.3 СНиП (для бетонов марки 35 и выше—расчетное сопротивление осевому сжатию, для бетонов марки ниже 35—0,5 от марки бетона);
$m_1$ и $m_2$ —коэффициенты условий работы, учитывающие использование прочности материалов отдельных слоев многослойной кладки, принимаемые по табл. 30.

Примечание. Стены с засыпками, с заполнением из бетона марки 7 и ниже и с односторонним утеплением легким бетоном марки 15 и ниже рассчитываются по сечению кладки без учета несущей способности заполнения. Последнее учитывается только как нагрузка с соответствующим эксцентриситетом. Коэффициент продольного изгиба принимается согласно указаниям п. 84.

**Коэффициенты использования прочности материалов отдельных слоев многослойной кладки $m_1$ и $m_2$**

Таблица 30

| Тип кладки | Для слоя из кирпичной кладки | Для слоев из других материалов |
|---|---|---|
| Кирпичная кладка с применением: | | |
| легкого бетона марки 10 и выше . . . . . | 1 | 0,6 |
| камней марки 25 и выше | 0,9 | 1 |
| » » 15 . . | 1 | 0,9 |
| » » ниже 15 . . . | 1 | 0,5 |

82. Расчет многослойных стен производится по формулам:

а) при центральном сжатии

$$N \leqslant m m_к\, m_0 \varphi\, R_{пр} F, \qquad 28$$

где $F$ —общая площадь сечения несущих слоев многослойной кладки;

$R_{пр}$ —приведенное расчетное сопротивление многослойной кладки;

$\varphi$ —коэффициент продольного изгиба, принимаемый согласно указаниям п. 83;

$m_0$ —коэффициент условий работы, учитывающий влияние перевязки при центральном сжатии.

При перевязке кладки прокладными тычковыми рядами и расстоянии между ними не более 40 *см* (3—5 рядов кирпичной кладки или 2 ряда кладки из камней), а также при колодцевой кладке $m_0 = 1$; при расстоянии между тычковыми рядами более 40 *см*, но не более 62 *см* (6—8 рядов кирпичной кладки или 3 ряда кладки из камней) $m_0 = 0{,}9$;

б) при внецентренном сжатии:

при малых эксцентриситетах ($e_0 \leqslant 0{,}45y$)

$$N \leqslant \frac{m m_к\, m_и\, \varphi\, R_{пр} F}{1 + \dfrac{e_0}{h - y}}; \qquad 29$$

при больших эксцентриситетах ($e_0 > 0{,}45y$)

$$N \leqslant m m_к\, m_и\, \varphi_и\, R_{пр} F \sqrt[3]{\left(\frac{F_{с.пр}}{F_{пр}}\right)^2}, \qquad 30$$

где $e_0$—эксцентриситет относительно оси приведенного сечения, определяемого согласно п. 80;

$h$—высота сечения;

$y$—расстояние от центра тяжести приведенного сечения до края сечения в сторону эксцентриситета;

$F_{пр}$—площадь сечения, приведенного к одному материалу;

$F_{с.пр}$—часть площади приведенного сечения, уравновешивающая внецентренно приложенную силу при прямоугольной эпюре напряжений.

Величина $F_{с.пр}$ может приближенно определяться по формуле

$$F_{с.пр} \approx 2b_{пр}(y - e_0), \qquad 31$$

$$\varphi_{п} = \frac{\varphi + \varphi_с}{2},$$

где $\varphi$ —коэффициент продольного изгиба для сечения $F_{пр}$;

$\varphi_с$ —коэффициент продольного изгиба для сечения $F_{с.пр}$ (приближенно $\varphi_с$ может определяться для гибкости $\beta = \frac{h'}{2(y-e_0)}$);

$b_{пл.}$ —ширина более сжатого края приведенного сечения;

$m_{п}$ —коэффициент условий работы, учитывающий влияние перевязки при внецентренном сжатии;

$$m_{п} = m_0\left(1 - \frac{e_0}{4y}\right). \qquad 32$$

Примечание. В многослойных кладках с облицовками эксцентриситет продольной силы $e_0$, направленный в сторону облицовки, не должен превышать $0{,}5y$.

83. При расчете многослойных кладок с тычковой перевязкой и различными заполнителями или с металлическими связями и заполнением из бетона марки 7 и выше коэффициенты продольного изгиба принимаются по упругой характеристике кладки наружных стенок, как для сплошного сечения стены. При различном материале наружных стенок принимается более низкое значение упругой характеристики кладки.

Примечание. В кладках с облицовками при толщине облицовочного слоя менее 10% от общей толщины стены коэффициент продольного изгиба принимается по упругой характеристике основного материала стены, а гибкость — по общей толщине стены с облицовкой.

84. В многослойных стенах с металлическими связями (без тычковой перевязки) с засыпками, термовкладышами или заполнением бетоном марки ниже 7 каждая ветвь кладки принимается работающей самостоятельно на приложенные к ней нагрузки. Коэффициент продольного изгиба принимается как средняя величина из двух значений $\varphi$, определенных для всей толщины стены и для одной (более тонкой) наружной стенки.

## VII. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

### А. ЭЛЕМЕНТЫ С СЕТЧАТЫМ АРМИРОВАНИЕМ

#### Центрально сжатые элементы

85 (7.4). Расчет элементов с сетчатым армированием при центральном сжатии производится по формуле

$$N \leqslant m m_к \varphi R_{а.к} F, \qquad 33(2.15)$$

где $\varphi$ —коэффициент продольного изгиба, определяемый в соответствии с п. 67(7.2);

$R_{а.к}$ —расчетное сопротивление сжатию армированной кладки, равное

$$R_{а.к} = R + \frac{2p\, m_а R_а'}{100}.$$

При прочности раствора менее 50 *кг/см*²

$$R_{а.к} = R + \frac{2pm_а R_а}{100} \cdot \frac{R}{R_{50}}, \qquad 34$$

$R$ —расчетное сопротивление неармированной кладки в рассматриваемый срок твердения раствора;

$R_{50}$—расчетное сопротивление кладки при марке раствора 50;

$R_а$ —расчетное сопротивление арматуры;

$m_а$ —коэффициент условий работы арматуры согласно п. 63 (5.9);

$p$ —процент армирования по объему $\left(\frac{v_а}{v_к} 100\right)$;

$v_а$ и $v_к$ —соответствующие объемы арматуры и кладки.

Для квадратной сетки из арматуры сечением $f_а$ с размером ячейки $c$ при расстоянии между сетками по высоте $s$ (рис. 9)

$$p = \frac{2f_а}{cs} 100.$$

Упругая характеристика кладки с сетчатым армированием при определении коэффициента продольного изгиба $\varphi$ принимается по указаниям п. 39(3.15).

Примечание. При армировании сеткой «Зигзаг» (рис. 10) за расстояние между сетками принимается расстояние между сетками одного направления

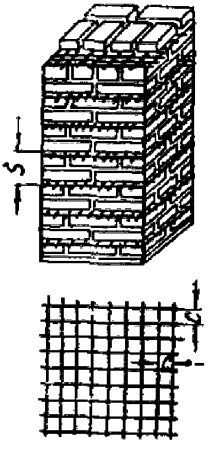



Рис. 9 Сетчатое армирование кирпичных столбов

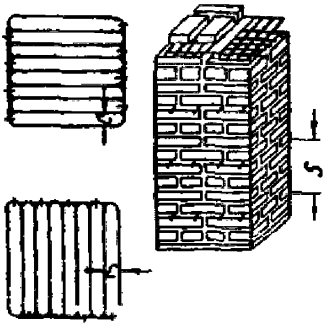



Рис 10 Армирование кирпичных столбов сетками «Зигзаг»

## Внецентренно сжатые элементы

86(7.13). Расчет внецентренно сжатых элементов с сетчатым армированием при малых эксцентриситетах (не выходящих за пределы ядра сечения) производится по формуле

$$N \leqslant \frac{m m_к \varphi R_{а\,к,и} S_0}{e} = \frac{m m_ц \varphi R_{а.к.и} F}{1 + \frac{e_0}{h - y}}, \quad 35(2.25)$$

где $e$—эксцентриситет продольной силы $N$ относительно менее напряженного края сечения;

$e_0$—эксцентриситет продольной силы $N$ относительно центра тяжести сечения;

$h$—высота сечения;

$y$—расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета,

или для прямоугольного сечения

$$N \leqslant \frac{m m_к \varphi R_{а.к.и} F}{1 + \frac{2e_0}{h}}, \qquad 36$$

где

$$R_{а.к.и} = R + \frac{2p m_а R_а}{100}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right).$$

При прочности раствора менее 50 *кг/см²*

$$R_{а.к.и} = R + \frac{2p m_а R_а}{100} \cdot \frac{R}{R_{50}}\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right), \qquad 37$$

$R_{а.к.и}$—расчетное сопротивление сжатию армированной кладки при внецентренном сжатии;

$R_{50}$—расчетное сопротивление кладки при марке раствора 50;

$p$—процент армирования [см. п. 85(7.4)].

Примечание. При больших эксцентриситетах сетчатое армирование не повышает прочности кладки, и расчет производится по формулам для неармированной кладки.

## Б. ЭЛЕМЕНТЫ С ПРОДОЛЬНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

### Центрально сжатые элементы

87(7.5). Расчет элементов, армированных продольной арматурой, при центральном сжатии производится по формуле

$$N \leqslant m\varphi\,(m_к RF + m_а R_а F_а), \qquad 38(2.16)$$

где $F$—площадь сечения кладки;

$F_а$—площадь сечения арматуры.

### Внецентренно сжатые элементы

88(7.14). Расчет внецентренно сжатых элементов с продольной арматурой при малых эксцентриситетах (при $S_c \geqslant 0{,}8\,S_0$) производится по формуле

$$N \leqslant \frac{m\varphi\,(m_к RS_0 + m_а R_а S_а)}{e}. \qquad 39(2.26)$$

Если продольная сила $N$ приложена между центрами тяжести арматуры $F_а$ и $F'_а$, то должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$N \leqslant \frac{m\varphi\,(m_к RS'_0 + m_а R_а S'_а)}{e'}. \qquad 40(2.27)$$

В формулах 39(2.26) и 40(2.27):

$S_0$—статический момент площади всего сечения кладки относительно центра тяжести менее сжатой (или растянутой) арматуры $F_a$;

$S_c$ —статический момент сжатой зоны сечения кладки относительно центра тяжести арматуры $F_a$;

$S'_0$—статический момент площади всего сечения относительно центра тяжести сечения сжатой арматуры $F'_a$ ;

$S_a$ —статический момент площади сечения арматуры $F'_a$ относительно центра тяжести арматуры $F_a$;

$S'_a$ —статический момент площади сечения арматуры $F_a$ относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры $F'_a$ ;

$e$—расстояние от точки приложения силы $N$ до центра тяжести арматуры $F_a$ ;

$e'$—расстояние от точки приложения силы $N$ до центра тяжести арматуры $F'_a$.

Расчет внецентренно сжатых элементов с одиночной арматурой (при отсутствии арматуры $F'_a$ ) при малых эксцентриситетах производится по формуле

$$N \leqslant \frac{m m_к \varphi R S_0}{e}. \qquad 41$$

При расчете на внецентренное сжатие при малых эксцентриситетах является обязательной проверка условия $S_c \geqslant 0{,}8\ S_a$ , причем положение нейтральной линии должно определяться по формуле 45(2.29) или при одиночной арматуре по формуле 47.

89. Расчет *внецентренно сжатых элементов* прямоугольного сечения с продольной арматурой при малых эксцентриситетах (при $x \geqslant 0{,}55\ h_0$) производится по формуле

$$N \leqslant \frac{m\varphi \left[0{,}5\, m_к R b h_0^2 + m_a R_a F'_a (h_0 - a')\right]}{e}. \qquad 42$$

Если сила $N$ приложена между центрами тяжести арматуры $F_a$ и $F'_a$ , то должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$N \leqslant \frac{m\varphi \left[0{,}5\, m_к R b h_0'^2 + m_a R_a F_a (h_0 - a)\right]}{e'},$$

где $b$ —ширина прямоугольного сечения;
$x$ —высота сжатой части сечения;
$a$ —толщина защитного слоя арматуры $F_a$;
$a'$ —толщина защитного слоя арматуры $F_a'$;
$h$—полная высота сечения;
$h_0$ и $h'_0$ —расчетная высота сечения ($h_0=h-a$; $h'_0=h-a'$).

Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой (при отсутствии арматуры $F'_a$) при малых эксцентриситетах производится по формуле

$$N \leqslant \frac{m m_к \varphi R b h_0^2}{2e}. \qquad 43$$

При расчете элементов прямоугольного сечения на внецентренное сжатие при малых эксцентриситетах является обязательной проверка условия $x \geqslant 0{,}55\, h_0$, причем величина $x$ должна определяться по формуле 49 или при одиночной арматуре по формуле 51.

90(7.15). Расчет внецентренно сжатых элементов с продольной арматурой при больших эксцентриситетах (рис. 11) при $S_c < 0{,}8\, S_0$ производится по формуле

$$N \leqslant m\varphi\,(m_к R_и F_c + m_a R_a F'_a - m_a R_a F_a). \quad 44(2.28)$$

При этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$m_к R_и S_{c_N} \pm m_a R_a F'_a e' - m_a R_a F_a e = 0, \quad 45(2.29)$$

где $S_{c_N}$ —статический момент сжатой зоны кладки относительно точки приложения силы.

Плечо внутренней пары сил $z$ (расстояние от центра тяжести сжатой зоны до центра тяжести арматуры $F_a$) должно удовлетворять условию

$$z \leqslant h_0 - a'.$$

Примечание. В формуле 45(2.29) 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 $F'_a$.

Расчет внецентренно сжатых элементов с одиночной арматурой (при отсутствии арматуры $F'_a$) при больших эксцентриситетах производится по формуле

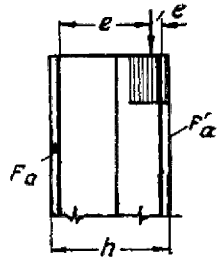
$$N \leqslant m\varphi (m_к R_и F_c - m_a R_a F_a). \qquad 46$$

При этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$m_к R_и S_{cN} - m_a R_a F_a e = 0. \qquad 47$$

91. Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с продольной арматурой при больших эксцентриситетах (при $x < 0{,}55\, h_0$) производится по формуле

$$N \leqslant m\varphi(m_к R_и bx + m_a R_a F'_a - m_a R_a F_a). \qquad 48$$




Положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$m_к R_и bx \left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) \pm$$

$$\pm\, m_a R_a F'_a e' - m_a R_a F_a e = 0. \qquad 49$$

Высота сжатой зоны $x$ должна удовлетворять условию

$$x \geqslant 2a'.$$

Примечание. Знаки плюс или минус в формуле 49 принимаются по указаниям примечания к п. 90(7.15).

Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой (при отсутствии арматуры $F'_a$) при больших эксцентриситетах производится по формуле

$$N \leqslant m\varphi(m_к R_и bx - m_a R_a F_a), \qquad 50$$

при этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

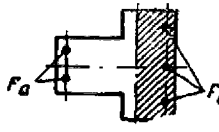



Рис. 11. Внецентренное сжатие армированной кладки при больших эксцентриситетах.

$$m_к R_и bx \left(e - h_0 + \frac{x}{2}\right) - m_a R_a F_a e = 0. \qquad 51$$

92 (7.9). Расчет армированных изгибаемых элементов производится по формуле

$$M \leqslant m\,(m_к R_и S_c + m_а R_а S_а), \qquad 52(2.20)$$

где $S_а$ —статический момент площади сжатой арматуры относительно центра тяжести растянутой арматуры;

$S_c$ —статический момент площади сжатой зоны кладки относительно центра тяжести растянутой арматуры.

При этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$m_а R_а (F_а - F'_а) = m_к R_и F_c, \qquad 53(2.21)$$

где $F_c$ —площадь сжатой зоны кладки;

$F'_а$ —площадь сечения сжатой арматуры;

$R_и$ —расчетное сопротивление кладки сжатию при изгибе.

Высота сжатой зоны кладки должна во всех случаях удовлетворять условиям

$$S_c < 0{,}8S_0; \quad z \leqslant h_0 - a',$$

где $h_0$ —высота сечения за вычетом расстояния от центра тяжести растянутой арматуры $F_а$ до ближайшего края сечения;

$a'$ —расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до ближайшего края сечения;

$z$ —плечо внутренней пары сил (расстояние от центра тяжести сжатой зоны до центра тяжести арматуры);

$S_0$ —статический момент всего сечения относительно менее напряженной грани сечения.

Расчет изгибаемых элементов с одиночной гибкой арматурой производится по формуле

$$M \leqslant m m_к R_и S_c. \qquad 54$$

При этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$m_а R_а F_а = m_к R_и F_c. \qquad 55$$

**Примечание. Применение сжатой арматуры в изгибаемых элементах может быть допущено в исключительных случаях: при ограниченной высоте сечений, при наличии изгибающих моментов двух знаков или каких-либо особых требований.**

93. Расчет армированных изгибаемых элементов прямоугольного сечения с гибкой арматурой производится по формулам:

а) при двойной арматуре

$$M \leqslant m\left[m_к R_п bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + m_а R_а F'_а (h_0 - a')\right], \qquad 56$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$m_а R_а (F_а - F'_а) = m_к R_п bx, \qquad 57$$

где $b$ — ширина прямоугольного сечения;

$x$ — высота сжатой зоны сечения;

$h_0 = h - a$ — высота прямоугольного сечения за вычетом толщины защитного слоя со стороны арматуры $F_а$;

б) при одиночной арматуре

$$M \leqslant m m_к R_п bx\left(h - \frac{x}{2}\right). \qquad 58$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$m_а R_а F_а = m_к R_п bx. \qquad 59$$

Высота сжатой зоны кладки должна во всех случаях удовлетворять условию

$$\left.\begin{aligned} x &\leqslant 0{,}55\, h_0; \\ x &\geqslant 2a'. \end{aligned}\right\} \qquad 60$$

94 (7.10). Расчет изгибаемых элементов на поперечную силу $Q$ производится по формуле

$$Q \leqslant m m_к R_{гл} bz. \qquad 61(2.22)$$

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 «НиТУ проектирования бетонных и железобетонных конструкций» (НиТУ 123-55).

95(7.7). Расчет элементов армированной кладки при центральном растяжении производится по формуле

$$N \leqslant m m_a R_a F_a, \qquad 62(2.18)$$

где $F_a$ —площадь сечения арматуры;
$m_a$—коэффициент условий работы арматуры.

## В. ЭЛЕМЕНТЫ, УСИЛЕННЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНОМ (КОМПЛЕКСНЫЕ КОНСТРУКЦИИ)

### Центрально сжатые элементы

96. Расчет центрально сжатых элементов, усиленных железобетоном (комплексные конструкции, рис. 12), производится по формуле

$$N \leqslant m\varphi_{к.с}\,(m_к R F + m_б R_б F_б + m_a R_a F_a), \qquad 63$$

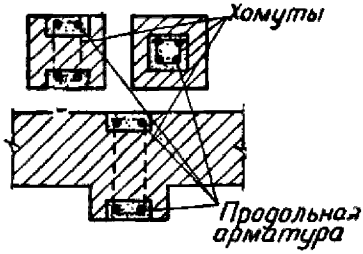



Рис. 12. Сечения комплексных конструкций.

где
$m_б$—коэффициент условий работы бетона в комплексном сечении;
$R_б$—расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, принимаемое по главе II-Б. 3 СН и П;
$F$ —площадь сечения кладки;
$F_б$ —площадь сечения бетона;
$\varphi_{к.с}$ —коэффициент продольного изгиба элемента комплексной конструкции, принимаемый по п. 67(7.2) и табл. 29(32) в зависимости от упругой характеристики $\alpha$;

$$\alpha = \frac{E_{0к.с}}{R^{н}_{к.с}},$$

где $E_{0к.с} = \dfrac{E_{0к}J_к + E^{ч}_{б}J_б}{J_к + J_б}$ —приведенный модуль упругости элемента комплексной конструкции;

$R^{н}_{к.с}=\frac{R^{н}F+R^{н}_{б}F_{б}}{F+F_{б}}$ —приведенное нормативное сопротивление комплексного сечения;

$E_{0к}$ и $E^{н}_{б}$ —начальный модуль упругости кладки и нормативный модуль упругости бетона (глава II-Б.3 СНиП);

$J_{к}$ и $J_{б}$ —моменты инерции сечений кладки и бетона относительно геометрического центра тяжести сечения;

$R^{н}_{б}$—нормативное сопротивление бетона осевому сжатию (глава II-Б.3 СНиП).

Примечание. Для комплексных конструкций применяется бетон марок 100—150.

### Внецентренно сжатые элементы

97. Расчет внецентренно сжатых элементов комплексных конструкций при малых эксцентриситетах (при $S_{с} \geqslant 0{,}8\,S_{0}$) производится по формуле

$$N \leqslant \frac{m\varphi_{к.с}(m_{к}KS_{к}+m_{б}R_{б}S_{б}+m_{а}R_{а}S_{а})}{e}. \qquad 64$$

Если сила $N$ приложена между центрами тяжести арматуры $F_{а}$ и $F'_{а}$, то должно быть удовлетворено дополнительное условие

$$N \leqslant \frac{m\varphi_{к.с}(mRS'_{к}+m_{б}R_{б}S'_{б}+m_{а}R_{а}S'_{а})}{e'}. \qquad 65$$

Примечание. При расчете внецентренно сжатых элементов комплексных конструкций при малых эксцентриситетах, если центры тяжести арматуры $F_{а}$ и $F'_{а}$ находятся на расстоянии более 5 *см* от граней сечения, в формулах 64 и 65 статические моменты и эксцентриситеты $e$ и $e'$ определяются относительно граней сечения.

В формулах 64 и 65:

$S_{0}=S_{к}+\frac{R_{б}}{R}S_{б}$—статический момент площади комплексного сечения относительно центра тяжести менее сжатой (или растянутой) арматуры $F_{а}$;

$S_{к}$, $S_{б}$ и $S_{а}$—статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры $F'_{а}$ относительно центра тяжести арматуры $F_{а}$;

$S_{с}=S_{к.с}+\frac{R_{б}}{R}S_{б.с}$—статический момент площади сжатой

части 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 $F_а$;

$S'_к$, $S'_б$ и $S'_а$ — статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры $F_а$ относительно центра тяжести арматуры $F'_а$;

$e$ и $e'$ — расстояние от точки приложения силы $N$ до центров тяжести арматур $F_а$ и $F'_а$;

$R_б$ — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (глава II-Б.3 СНиП).

Расчет внецентренно сжатых элементов комплексных конструкций с одиночной арматурой при малых эксцентриситетах производится по формуле

$$N \leqslant \frac{m\varphi_{к.с}(m_к R S_к + m_б R_б S_б)}{e}. \qquad 66$$

При расчете комплексных сечений на внецентренное сжатие при малых эксцентриситетах является обязательной проверка условия $S_с \geqslant 0{,}8\ S_0$, причем положение нейтральной линии должно определяться по формуле 68 или при одиночной арматуре — по формуле 70.

98. Расчет внецентренно сжатых элементов комплексных конструкций при больших эксцентриситетах (при $S_с < 0{,}8\ S_и$) производится по формуле

$$N \leqslant m\varphi_{к.с}(m_к R_и F_{к.с} + m_б R_{б.и} F_{б.с} + m_а R_а F'_а - m_а R_а F_а), \qquad 67$$

при этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$m_к R_и S_{сN} + m_б R_{б.и} S_{б.сN} \pm m_а R_а F'_а e' - m_а R_а F_а e = 0, \qquad 68$$

где $R_{б.и}$ — расчетное сопротивление бетона сжатию при изгибе ($R_{б.и} = 1{,}25 R_б$);

$F_{к.с}$ — площадь сжатой зоны кладки;

$F_{б.с}$ — площадь сжатой зоны бетона;

$S_{б.сN}$ — статический момент сжатой зоны бетона относительно точки приложения силы.

Примечание. В формуле 68 знаки плюс или минус принимаются в соответствии с примечанием к п. 90(7.15).

Расчет внецентренно сжатых элементов комплексных конструкций с одиночной арматурой при больших эксцентриситетах производится по формуле

$$N \leqslant m\varphi_{к.с}(m_к R_и F_{к.с} + m_б R_{б.и} F_{б.с} - m_а R_а F_а), \qquad 69$$

при этом положение нейтральной оси определяется из уравнения

$$m_к R_и S_{cN} + m_б R_{б.и} S_{б.cN} - m_а R_а F_а e = 0. \qquad 70$$

### Изгибаемые элементы

99. Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций производится по формуле

$$M \leqslant m(m_к R_и S_{к.с} + m_б R_{б.и} S_{б.с} + m_а R_а S_а), \qquad 71$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$m_а R_а (F_а - F'_а) = m_к R_и F_{к.с} + m_б R_{б.и} F_{б.с}. \qquad 72$$

Высота сжатой зоны комплексного сечения должна во всех случаях удовлетворять условиям п. 92(7.9), в которых $S_0$ и $S_c$ определяются по указаниям п. 97, а $z$ —плечо внутренней пары сил—равно расстоянию от точки приложения равнодействующей усилий $F_{к.с}$ $R_и$ и $F_{б.с}$ $R_{б.и}$ до центра тяжести арматуры $F_а$.

Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций с одиночной гибкой арматурой производится по формуле

$$M \leqslant m(m_к R_и S_{к.с} + m_б R_{б.и} S_{б.с}), \qquad 73$$

при этом положение нейтральной оси определяется по формуле

$$m_а R_а F_а = m_к R_и F_с + m_б R_{б.и} F_{б.с}. \qquad 74$$

100. Расчет изгибаемых элементов комплексных конструкций на поперечную силу производится по указаниям п. 94(7.10), причем в формуле 61(2.22) принимается расчетное сопротивление $R_{гл}$ для кладки.

### Растянутые элементы

101. Расчет элементов комплексных конструкций при центральном растяжении производится по указаниям п. 95(7.7).

## Г. ЭЛЕМЕНТЫ, УСИЛЕННЫЕ ОБОЙМАМИ

102. Расчет элементов из кирпичной кладки, усиленной обоймами (рис. 13), производится при центральном сжатии по формулам:

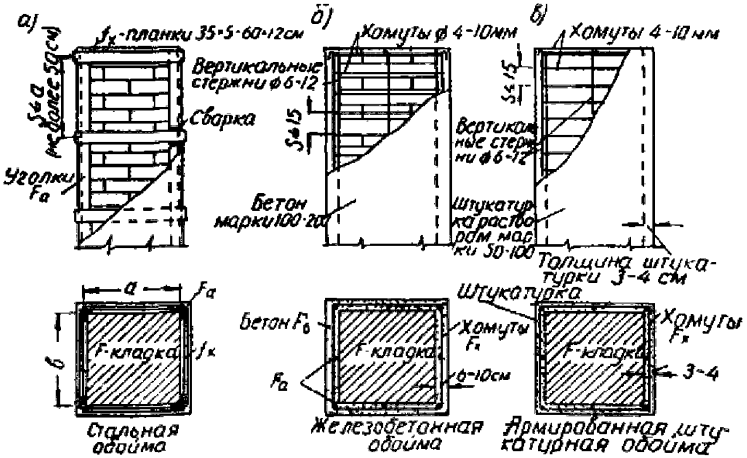



Рис. 13. Схемы усиления кирпичных столбов обоймами различных типов.

а) при стальной обойме

$$N \leqslant m\varphi\left[\left(m_к R + \frac{2{,}5p}{1+2{,}5\,p} \cdot \frac{m_а R_а}{100}\right)F + m_а R_а F'_а\right]; \qquad 75$$

б) при железобетонной обойме

$$N \leqslant m\varphi_г\left[\left(m_к R + \frac{3\,p}{1+p} \cdot \frac{m_а R_а}{100}\right)F + m_б R_б F_б + m_а R_а F'_а\right]; \qquad 76$$

в) при армированной штукатурной обойме

$$N \leqslant m\varphi\left(m_к R + \frac{2{,}8\,p}{1+2p} \cdot \frac{m_а R_а}{100}\right)F. \qquad 77$$

В формулах 75—77:

$N$ —расчетная продольная сила;

$F$ —площадь сечения кладки;

$F_в$ — площадь сечения продольной арматуры или продольных уголков стальной обоймы;

$F_б$ — площадь сечения бетона обоймы, заключенная между хомутами и кладкой (без учета защитного слоя);

$\varphi$ — коэффициент продольного изгиба (α принимается, как для обычной, неусиленной, кладки);

$m_к$, $m_а$, $m_б$ — коэффициенты условий работы кладки, арматуры и бетона по п. 63(5.9);

$p$ — процент армирования; при отношении сторон не более 2,5 $p$ определяется по формуле

$$p = \frac{2F_в(a+b)}{abs} 100, \qquad 78$$

где $F_в$ — сечение хомута, спирали или поперечной планки;

$a$ и $b$ — стороны сечения усиливаемого элемента;

$s$ — расстояние между хомутами, шаг спирали или расстояние между осями поперечных планок.

## VIII. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

103(8.1). Расчет по деформациям должен производиться для случаев проверки:

а) высоких самонесущих стен, связанных с каркасами, работающих на поперечный изгиб, если несущая способность стен недостаточна для самостоятельного (без каркаса) восприятия нагрузок;

б) стеновых заполнений каркасов—на перекос в плоскости стен, если сопротивление стен недостаточно для восприятия поперечной силы;

в) других элементов сооружений, в которых величины деформаций каменных или армокаменных конструкций или штукатурных и плиточных по ним покрытий определяются деформацией поддерживающих их конструкций, воспринимающих нагрузки, и в которых по условиям эксплуатации величины деформаций должны быть ограничены.

104.(8.2). Деформации конструкций каркасов, работающих совместно с кладкой, определяются согласно указаниям глав II-Б.3 и II-Б.4 СНиП при действии нормативных нагрузок, постоянных и временных, без учета работы кладки. В необходимых случаях должны учитываться деформации ползучести в железобетонных конструкциях при длительных нагрузках.

Деформации кладки, вызываемые перемещениями каркаса в зависимости от степени долговечности, не должны превышать величин, приведенных в табл. 31(33).

Примечание. При наличии условий, обеспечивающих совместную работу кладки с элементами каркаса, разрешается учитывать передачу части усилий на кладку.

**Предельные относительные деформации $\varepsilon_{пр}$ кладки при сжатии, растяжении и изгибе от действия постоянных и временных нормативных нагрузок**

Таблица 31(33)

| № п/п | Вид деформаций | Предельные относительные деформации $\varepsilon_{пр}$ при степени долговечности | |
|---|---|---|---|
| | | I | II |
| 1 | Сжатие кладки . . . . | $\frac{0,4}{\alpha}$ | $\frac{0,5}{\alpha}$ |
| 2 | Растяжение кладки осевое и при изгибе: | | |
| | а) по перевязанному сечению | $0,15 \cdot 10^{-3}$ | $0,20 \cdot 10^{-3}$ |
| | б) то же, по неперевязанному сечению . . . | $0,08 \cdot 10^{-3}$ | $0,10 \cdot 10^{-3}$ |

Примечание. Значения упругой характеристики $\alpha$ принимаются по указаниям пп. 38(3.14) и 39(3.15).

105. Задачей расчета по деформациям является ограничение деформаций конструкций, поддерживающих или несущих кладку, облицовку или другие покрытия, такими пределами, которые гарантируют от появления в кладке или покрытиях недопустимых для нормальной эксплуатации трещин.

При расчете по приведенным ниже формулам деформаций каменных стен, работающих совместно с каркасом, предполагается, что вся поперечная нагрузка воспринимается элементами каркаса, а деформации кладки следуют полностью за деформациями поддерживающих ее элементов каркаса.

106. Расчет по деформациям самонесущих стен, связанных со стойками каркаса анкерами, допускающими их раздельную осадку, должен производиться в тех случаях, когда для обеспечения прочности и устойчивости стены при действии приложенных к ней горизонтальных или внецентренных нагрузок необходимо опирание стены в горизонтальном направлении на стойки и ригели каркаса или на специальные пояса или ветровые фермы.

При расчете по деформациям самонесущих стен подлежат проверке деформации растяжения в кладке стен в сечениях, в которых при расчете каркаса, поясов или ветровых ферм получены наибольшие изгибающие моменты. Деформации растяжения определяются, исходя из условия одинакового радиуса кривизны $\rho$ стены и поддерживающей конструкции.

Относительные деформации кладки на растянутой грани стены $\varepsilon$, представляющие алгебраическую сумму деформаций растяжения при изгибе $\varepsilon_и$ и деформаций сжатия от продольной силы в стене $\varepsilon_0$, не должны превышать величин $\varepsilon_{пр}$, приведенных в табл. 31(33), а при предъявлении особых требований о недопустимости появления трещин в покрытиях на растянутой поверхности стен — величин $\varepsilon_{пр}$, приведенных в табл. 32(34):

$$\varepsilon = \varepsilon_и - \varepsilon_0 \leqslant \varepsilon_{пр}. \qquad 80$$

Относительные деформации растяжения при изгибе определяются по формуле

$$\varepsilon_и = \frac{h-y}{\rho} = \frac{M^н (h-y)}{EJ}. \qquad 81$$

Относительные деформации при сжатии определяются по формуле

$$\varepsilon_0 = \frac{N^н_к}{E_к F_к}. \qquad 82$$

При отсутствии продольной силы (изгиб стены в горизонтальной плоскости) $\varepsilon_0 = 0$.

В формулах 80—82:

$M^н$ — изгибающий момент в элементе каркаса от нормативных нагрузок;

$EJ$ — жесткость элемента каркаса при изгибе;

$h-y$ — расстояние от центра тяжести сечения кладки до растянутой грани стены;

$N_к^н$ — продольная сила сжатия в кладке стены от нормативных нагрузок;

$E_к$, $F_к$ и $J_к$ — модуль упругости по формуле 6(2.5), площадь сечения и момент инерции элемента кладки.

Вместо проверки деформации по формуле 80 может быть проверена жесткость элемента каркаса по формуле

$$EJ \geqslant \frac{M^н (h-y)}{e_{пр}+\varepsilon_0}. \qquad 83$$

Примечание. Если жесткость элемента кладки, связанного анкерами с каркасом, составляет более 10% от жесткости элемента каркаса, изгибающий момент в элементе каркаса $M^н$ в формулах 81 и 83 уменьшается путем умножения на отношение жесткостей $\frac{EJ}{EJ+E_к J_к}$.

**107.** Самонесущие стены, поддерживаемые в горизонтальном направлении элементами каркаса, помимо расчета по деформациям, должны быть также проверены расчетом по прочности на приложенные к ним непосредственно нагрузки с коэффициентами перегрузки и с учетом дополнительного момента, который создает в них изгиб совместно с каркасом:

а) в стенах, поддерживаемых вертикальными элементами каркаса (стойками), дополнительный момент может быть учтен введением в направлении прогиба стены эксцентриситета продольной силы, определяемого по формуле

$$e_0 = \frac{n_1 \varepsilon_н}{n_2 \varepsilon_0} \cdot \frac{r^2}{h-y}, \qquad 84$$

где $n_1$ и $n_2$ — коэффициенты перегрузки для сил, создающих изгиб и сжатие стены;

$r=\sqrt{\frac{J}{F}}$ — радиус инерции сечения кладки;

Примечание. Если изгиб и сжатие создаются несколькими силами, имеющими различные коэффициенты перегрузки, то в формуле 84 принимается $\Sigma M$ и $\Sigma N$.

б) в стенах, поддерживаемых горизонтальным поясом или ветровой фермой, изгибающий момент в расчетном вертикальном элементе стены от ветровой и другой нагрузки определяется по формуле

$$M=M_0+M',$$

где $M_0$—расчетный изгибающий момент в нижнем сечении вертикальной балки с заделанным внизу концом и опертой верхним концом на жесткую опору;

$M'$—дополнительный момент, вызываемый смещением верхней опоры, который определяется по формуле

$$M' = \frac{3nE_к J_к f}{H^2}. \qquad 84а$$

где $n$—коэффициент перегрузки для сил, вызывающих поперечный изгиб;

$f$—прогиб опорного сечения элемента стены от нормативной нагрузки;

$H$—расстояние от оси горизонтального пояса или фермы до уровня заделки нижнего сечения стены.

Примечания: 1. При определении прогиба $f$ горизонтального пояса или фермы разрешается не учитывать в запас прочности разгружающего действия кладки, уменьшающего прогиб.

2 При наличии нескольких горизонтальных поясов стена рассчитывается, как неразрезная балка на упругих опорах.

108. Если деформации растяжения, вычисленные по формуле 80, превышают $\varepsilon_{пр}$, то должна быть повышена определяемая по формуле 83 жесткость элемента каркаса, поддерживающего стену, или же кладка стены должна быть усилена продольным армированием.

При продольном армировании $p \geqslant 0{,}03\%$ предельные деформации растяжения по табл. 31(33) 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 эксцентриситет продольной силой по формуле 84;

б) при изгибе в горизонтальной плоскости,—принимая изгибающий момент в вертикальном сечении кладки по формуле

$$M_к^н = \frac{n_1 \varepsilon_н E_к J_к}{h-y}. \qquad 85$$

Модуль упругости для продольно армированной кладки принимается по указаниям п. 37(3.13).

Примечание. Если по условиям эксплуатации в штукатурных и других покрытиях самонесущих армированных стен не может быть допущено появление трещин, они должны быть рассчитаны по раскрытию трещин по указаниям п. 112(9.2).

109 (8.3). Конструкции, в которых по указаниям эксплуатации не может быть допущено появление трещин в штукатурных и других покрытиях, должны быть проверены на деформации растянутых поверхностей. Эти деформации должны быть определены при нормативных нагрузках, которые будут приложены после нанесения штукатурных и других покрытий и не должны превышать величин, приведенных в табл. 32(34).

**Предельные относительные деформации $\varepsilon_{пр}$ растяжения кладки, гарантирующие от появления трещин в штукатурных покрытиях на растянутой поверхности кладки**

Таблица 32(34)

| № п/п | Виды и назначение штукатурки | Предельные относительные деформации $\varepsilon_{пр}$ при степени долговечности | | |
|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III |
| 1 | Известковая . . . . | $0{,}15 \cdot 10^{-3}$ | $0{,}20 \cdot 10^{-3}$ | $0{,}30 \cdot 10^{-3}$ |
| 2 | Цементно-известковая и цементная . . . . | $0{,}10 \cdot 10^{-3}$ | $0{,}15 \cdot 10^{-3}$ | $0{,}20 \cdot 10^{-3}$ |
| 3 | Гидроизоляционная цементная штукатурка для конструкций, подверженных гидростатическому давлению жидкостей . . . . | $0{,}06 \cdot 10^{-3}$ | $0{,}08 \cdot 10^{-3}$ | $0{,}10 \cdot 10^{-3}$ |
| 4 | Кислотоупорная штукатурка на жидком стекле и однослойное покрытие из плиток каменного литья (диабаз, базальт) на кислотоупорной замазке | $0{,}04 \cdot 10^{-3}$ | $0{,}05 \cdot 10^{-3}$ | $0{,}05 \cdot 10^{-3}$ |
| 5 | Двух- и трехслойное покрытие из прямоугольных плиток каменного литья на кислотоупорной замазке: | | | |
| | а) вдоль длинной стороны плиток | $0{,}08 \cdot 10^{-3}$ | $0{,}10 \cdot 10^{-3}$ | $0{,}10 \cdot 10^{-3}$ |
| | б) то же, вдоль короткой стороны плиток . . | $0{,}06 \cdot 10^{-3}$ | $0{,}08 \cdot 10^{-3}$ | $0{,}08 \cdot 10^{-3}$ |

Примечание. При продольном армировании конструкций, а также при оштукатуривании неармированных конструкций по сетке предельные деформации увеличиваются на 25%.

110. Расчет по деформациям расчетных поверхностей каменных конструкций из неармированной кладки производится по формулам:

на осевое растяжение

$$N^{н} \leqslant EF\varepsilon_{пр}; \qquad 86$$

на изгиб

$$M^{н} \leqslant \frac{EJ\varepsilon_{пр}}{h-y}; \qquad 87$$

на внецентренное сжатие

$$N^{н} \leqslant \frac{EF\varepsilon_{пр}}{\frac{F(h-y)e_0}{J}-1}; \qquad 88$$

на внецентренное растяжение

$$N^{н} \leqslant \frac{EF\varepsilon_{пр}}{\frac{F(h-y)e_0}{J}+1}. \qquad 89$$

В формулах 86—89:

$N^{н}$ и $M^{н}$ — продольная сила и момент от нормативных нагрузок, которые будут приложены после нанесения на поверхность кладки штукатурных или плиточных покрытий;

$\varepsilon_{пр}$ — предельные деформации по табл. 32(34);

$h-y$ — расстояние от центра тяжести сечения кладки до наиболее удаленной растянутой грани покрытия.

Примечания: 1. Расчет по деформации неармированных каменных конструкций, рассчитанных по прочности, не требуется в следующих случаях:

а) при известковых, цементно-известковых и цементных штукатурках [пп. 1 и 2 табл. 32(34)]—для всех случаев расчета;

б) при других покрытиях—для конструкций, удовлетворяющих расчету на прочность по сопротивлению кладки растяжению по неперевязаным швам.

2. Расчет армированных каменных конструкций, деформации которых по условиям эксплуатации должны быть ограничены, производится по раскрытию трещин по указаниям п. 114(9.4).

3. Деформации железобетонных и стальных конструкций, несущих на себе каменные покрытия, деформации которых должны быть по условиям эксплуатации ограничены (стенки резервуаров, ванн и других емкостей с нормальным или повышенным внутренним давлением и др.), должны определяться по указаниям глав II-Б.3 и II-Б.4 СНиП.

## IX. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

111(9.1). Расчет по раскрытию трещин (швов кладки) должен производиться в следующих случаях:

а) для неармированных каменных внецентренно сжатых элементов при величине эксцентриситета, большей $e_{пр.}$—по табл. 33(35);

б) для продольно армированных изгибаемых, внецентренно сжатых и растянутых элементов, находящихся в условиях агрессивной для арматуры среды;

в) для продольно армированных емкостей при наличии требований непроницаемости штукатурных и плиточных покрытий конструкций;

г) во всех других случаях расчета конструкций из неармированной и армированной кладки, когда раскрытие швов в кладке может вызвать появление трещин в штукатурке или облицовке, но не является опасным для прочности устойчивости конструкций.

Примечание. Расчет по раскрытию трещин для особых сочетаний воздействий не требуется.

**Предельные эксцентриситеты $e_{пр}$ внецентренно сжатых элементов неармированной кладки, при превышении которых требуется расчет по раскрытию трещин**

Таблица 33(35)

| Сочетание воздействий | $e_{пр}$ |
|---|---|
| Основные сочетания . . . . . | $0{,}7y$ |
| Дополнительные сочетания . . . | $0{,}8y$ |

Примечания: 1. Сочетания воздействий принимаются согласно указаниям главы II-Б.1 СН и П.

2. Величина $y$ обозначает расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета.

112(9.2). Расчет по раскрытию трещин (швов кладки) внецентренно сжатых неармированных конструкций при $e_0 > e_{пр}$ должен производиться, исходя из следующих предпосылок:

а) усилия определяются по расчетным нагрузкам;

б) в расчетных формулах принимается линейная эпюра напряжений внецентренного сжатия, как для упругого тела;

в) расчет производится по условному краевому напряжению растяжения, которое характеризует величину деформаций растянутой зоны;

г) расчет производится для всего сечения (без учета раскрытия швов).

Расчет неармированных элементов каменных конструкций по раскрытию трещин производится по формуле

$$N \leqslant \frac{m_{тр} R_{р.и} F}{\frac{Fe_0}{W} - 1} = \frac{m_{тр} R_{р.и} F}{\frac{F(h-y)e_0}{J} - 1}, \qquad 90(2.30)$$

где $J$ — момент инерции;

$W$ — момент сопротивления сечения кладки при упругой ее работе.

Примечание. Коэффициент условий работы $m_{тр}$ кладки при расчете по раскрытию трещин принимается по табл. 27(24).

113(9.3). Наибольшая величина эксцентриситета внецентренно сжатых конструкций без продольной арматуры в растянутой зоне при расчетных нагрузках не должна превышать: для основных нагрузок—0,9$y$, для дополнительных и особых—0,95$y$.

114(9.4). Расчет продольно армированных растянутых, изгибаемых и внецентренно сжатых каменных конструкций по раскрытию трещин (швов кладки) должен производиться, исходя из следующих предпосылок:

а) усилия определяются по нормативным нагрузкам;

б) расчет производится для всего сечения кладки и арматуры (без учета раскрытия швов), принимая закон линейного распределения напряжений по сечению;

в) коэффициенты условий работы кладки и арматуры принимаются по табл. 27(24) и 28(25).

115. При расчете продольно армированных, внецентренно сжатых, изгибаемых и растянутых каменных конструкций по раскрытию трещин (швов кладки) сечение конструкций приводится к одному материалу—стали—по соотношению модулей упругости кладки и стали:

$$n' = \frac{E_к}{E_а}.$$

Основные параметры приведенного сечения определяются по формулам (рис. 14).

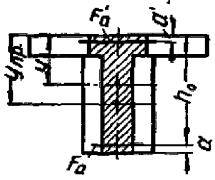


Рис. 14.

$$F_{пр} = n' F + F_а + F_а'; \qquad 91$$

$$y_{пр} = \frac{n' Fy + F_а h_0 + F_а' a'}{F_{пр}} \qquad 92$$

$$J_{пр} = n' J + n' F(y_{пр} - y)^2 + F_а (h_0 - y_{пр})^2 + F_а' (y_{пр} - a')^2. \qquad 93$$

В формулах 91—93:

$n'$—отношение модулей упругости кладки по формуле 6(2.5) и стали;

$F$, $y$ и $J$—площадь сечения, расстояние центра тяжести сечения до сжатой грани и момент инерции для сечения кладки;

$F_{пр}$, $y_{пр}$, $J_{пр}$—те же величины для приведенного сечения;

$h_0$—расстояние от центра тяжести арматуры $F_а$ до сжатой грани;

$a'$—расстояние центра тяжести арматуры $F_а'$ до сжатой грани.

116. Расчет по раскрытию трещин продольно армированных каменных конструкций производится по формулам:

на осевое растяжение

$$N^н \leqslant m_{тр} m_а R_а F_{пр}; \qquad 94$$

на изгиб

$$M^н \leqslant \frac{m_{тр} m_а R_а J_{пр}}{h_0 - y_{пр}}; \qquad 95$$

на внецентренное сжатие

$$N^н \leqslant \frac{m_{тр} m_а R_а F_{пр}}{\frac{F_{пр}(h_0 - y_{пр}) e_0}{J_{пр}} - 1}; \qquad 96$$

на внецентренное растяжение

$$N^{н} \leqslant \frac{m_{тр} m_{а} R_{в} F_{пр}}{\frac{F_{пр}(h_0 - y_{пр})e_0}{J_{пр}} + 1}. \qquad 97$$

В формулах 94—97:

$N^{н}$ 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 на трещины по примечанию к табл. 27(24);

$m_{а}$ —коэффициент условий работы арматуры при расчете на трещины по табл. 28(25);

$F_{пр}, y_{пр}, J_{пр}$—параметры приведенного сечения по формулам 91—93;

$e_0 = \frac{M^{н}}{N^{н}}$ —эксцентриситет продольной силы $N^{н}$.

117. При расчете по трещинам конструкций из неармированной или армированной кладки, в которых раскрытие швов в кладке может вызвать появление трещин в штукатурке или облицовке, но не является опасным для прочности и устойчивости конструкций, в формулах расчета на прочность по растяжению всех видов ($R_{р}$, $R_{р.и}$, $R_{г.л}$) принимаются продольные силы и изгибающие моменты по нормативным нагрузкам и коэффициенты условий работы $m_{тр}$—по табл. 27(24).

Примечания: 1. Расчет по несущей способности конструкций, указанных в п. 117, должен производиться с учетом расчленения конструкций после возникновения трещин или образования шарниров в сечениях с раскрытием швов.

2. Если требования расчета по трещинам по п. 117 не удовлетворены, в местах раскрытия швов должны быть предусмотрены деформационные швы.

## X. ОБЩИЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

### Общие указания

118(6.1). Геометрические формы конструкций следует принимать простыми (прямоугольные, тавровые и т. п.), отвечающими размерам кирпича или камня и условиям перевязки.

Применение сложных форм очертания конструкций должно быть обосновано как статическими и экономическими их преимуществами, так и архитектурными требованиями и целесообразностью их осуществления.

Элементы архитектурного оформления должны быть по возможности конструктивно использованы, для чего они должны конструироваться как часть расчетного сечения стены.

При неполном использовании сечения конструкции должны проектироваться с пустотами.

## Деформационные швы

119(6.2). Расстояния между температурными швами в стенах из каменной кладки не должны превышать указанных в табл. 34(26).

**Максимальные расстояния между температурными швами в стенах отапливаемых зданий в *м***

Таблица 34(26)

| № п/п | Расчетная зимняя наружная температура в град. | Расстояние между температурными швами в *м* | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | при кладке из обыкновенного глиняного кирпича и керамических камней на растворах марок | | | при кладке из силикатного кирпича и бетонных камней на растворах марок | | |
| | | 100—50 | 25—10 | 4 | 100—50 | 25—10 | 4 |
| | | а | б | в | г | д | е |
| 1 | Ниже 30 . . . . . | 50 | 75 | 100 | 25 | 35 | 50 |
| 2 | 21—30 . . . . . | 60 | 90 | 120 | 30 | 45 | 60 |
| 3 | 11—20 . . . . . | 80 | 120 | 150 | 40 | 60 | 80 |
| 4 | 10 и выше . . . . . | 100 | 150 | 200 | 50 | 75 | 100 |

Примечания: 1. Для кладки из природного камня расстояния между температурными швами, установленные для кладки из силикатного кирпича, увеличиваются на 25%.

2. Расстояния, указанные в табл. 34(26), должны уменьшаться:

а) для стен закрытых неотапливаемых зданий на 30%;

б) для открытых каменных сооружений на 50%.

3. Для стен из бутобетона и крупнопористого бетона расстояния между температурными швами принимаются в 2 раза меньше, чем для кладки из бетонных камней на растворах марок 100—50, но не менее 20 *м* для стен внутри здания или в грунте и не менее 10 *м* для открытых сооружений.

4. В подземных сооружениях из кладки, расположенных в зоне промерзания грунта, расстояния между температурными швами могут быть увеличены в 2 раза.

5. Для стен крупноблочных зданий расстояния между температурными швами принимаются по указаниям п. 186.

120. Если по условиям возведения здания оно должно зимовать без отопления, необходимо, чтобы при производстве кладки были предусмотрены на зимний период дополнительные температурные швы в виде не заполненных кладкой перемычек или другие аналогичные приемы.

121. В стенах из монолитного бетона, бутобетона и невыдержанного силикатного кирпича (в возрасте до 1 месяца) следует закладывать в каждом этаже по периметру здания на уровне подоконников и перемычек специальную арматуру для восприятия усадочных и температурных напряжений с общим сечением в каждом месте не менее 0,02% площади сечения пояса кладки.

Примечание. Под поясом кладки понимается полоса стены от оконной перемычки нижнего проема до подоконника верхнего проема. В стенах без проемов под поясом кладки понимается высота всего этажа. При ослаблении пояса кладки под отдельными проемами (балконные двери, холодные шкафы и т. п.) армирование *исчисляется по неослабленному сечению пояса.*

122. Швы в стенах, связанных со стальными или железобетонными конструкциями, должны совпадать со швами в этих сооружениях. Если необходимо, в кладке делаются дополнительные температурные швы без разрезки в этих местах стальных или железобетонных конструкций.

123(6.3). Осадочные швы должны быть предусмотрены во всех случаях, когда можно ожидать неравномерную осадку основания сооружений, как например:

а) в местах сопряжения участков здания, расположенных на разнородных или на обжатых и необжатых грунтах (при разновременном возведении отсеков 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 смягчения неравномерности распределения давления в кладке;

г) при значительной разнице в ширине подошвы и глубине заложения фундаментов соседних стен, когда разница расчетных деформаций основания превышает величину предельных деформаций по указаниям НиТУ проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений.

Примечание. При песчаных грунтах рекомендуется устройство рабочих осадочных швов. После стабилизации осадок рабочие швы перед отделкой здания могут быть заглушены закладкой отрезков балок, заделкой бетонных шпонок и т. п.

## Допустимые отношения высот стен и столбов к их толщинам

124(6.4). Для нормирования конструктивных указаний по проектированию каменных стен и столбов кладки делятся на четыре группы согласно табл. 35(27).

125 (6.5). Отношение $\beta$ высоты между перекрытиями $H$ наружных и внутренних стен, столбов и перегородок из каменной кладки и плит к толщине $a$ (или к меньшей стороне прямоугольного сечения столба) — $\beta = \frac{H}{a}$ — при свободной длине стены $l$ менее 2,5 $H$ не должно превышать величин, приведенных:

а) для стен толщиной более 30 *см*, без проемов, несущих нагрузки от перекрытий или покрытий,—в табл. 36(28);

б) для стен и перегородок толщиной 30 *см* и менее без проемов, не несущих нагрузки от перекрытий или покрытий,—в табл. 37(29).

Для стен с пилястрами и столбов сложного сечения вместо $a$ принимается условная толщина $a' = 3{,}5\,r$,

где $r = \sqrt{\frac{J}{F}}$;

для столбов круглого и многоугольного сечения $a' = 0{,}85\,d$,

где $d$ — диаметр сечения столба.

Примечание. При высоте стены $H$ больше свободной длины между примыкающими поперечными конструкциями $l$ должно проверяться отношение свободной длины к толщине стены $\beta = \frac{l}{a}$.

126(6.6). Предельные отношения $\beta$ для стен и перегородок, характеризующихся условиями, отличными от указанных в п. 125(6.5) и табл. 36(28) и 37(29), принимаются по табл. 36(28) и 37(29) с понижающими коэффициентами $k$ согласно табл. 38(30).

## Группы кладок

Таблица 35(27)

| № п/п | Вид кладки | Группы кладок | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III | IV |
| | | а | б | в | г |
| 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 и 7 | — | — | На любом растворе | — |
| 4 | То же, марки 4 | — | — | — | На любом растворе |
| 5 | Кладка из грунтовых материалов | — | — | На известковом растворе | На глиняном растворе |
| 6 | Облегченная кладка из кирпича или бетонных камней с перевязкой горизонтальными тычковыми рядами или скобами | На растворе марки 25 и выше с бетоном или вкладышами марки 25 и выше | На растворе марки 10 и выше с бетоном или вкладышами марок 10 и 15 | С бетоном марок 4 и 7 или с засыпкой | — |

Продолжение табл. 35(27)

| № п/п | Вид кладки | Группы кладок | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III | IV |
| | | а | б | в | г |
| 7 | Облегченная кладка колодцевая (с перевязкой вертикальными стенками) | На растворе марки 25 и выше с бетоном или вкладышами марки 25 и выше | На растворе марки 10 и выше с бетоном или вкладышами марки 15 и ниже или с засыпкой | — | — |
| 8 | Кладки из бута под скобу или из плитняка | На растворе марки 50 и выше | На растворе марок 25 и 10 | На растворе марки 4 | — |
| 9 | Кладка из постелистого бута | — | На растворе марки 25 и выше | На растворе марок 10 и 4 | На глиняном растворе |
| 10 | Кладка из рваного бута | — | На растворе марки 50 и выше | На растворе марок 25 и 10 | На растворе марки 4 |
| 11 | Бутобетон | На бетоне марки 100 | На бетоне марок 75 и 50 | На бетоне марки 35 | — |

**Предельные отношения β для стен толщиной более 30 *см* без проемов, несущих нагрузки от перекрытий или покрытий, при свободной длине стены *l* менее 2,5 *H* (для кладок I—IV групп из камней правильной формы и плит)**

Таблица 36 (28)

| № п/п | Марка раствора | Предельные отношения β при группе кладки | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III | IV |
| | | а | б | в | г |
| 1 | 50 и выше . . . . . | 25 | 22 | — | — |
| 2 | 25 . . . . . | 22 | 20 | 17 | — |
| 3 | 10 . . . . . | 20 | 17 | 15 | 14 |
| 4 | 4 и ниже . . . . . | — | 15 | 14 | 13 |

**Предельные отношения β для стен и перегородок толщиной 30 *см* и менее без проемов, не несущих нагрузки от перекрытий *или покрытий, при свободной длине стены l менее 2,5 H (для кладок* I и II групп из камней правильной формы и из плит)**

Таблица 37(29)

| № п/п | Толщина стены в *см* | Предельное отношение β при растворе марки | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 50 и выше | 25 | 10 | 4 и ниже |
| | | а | б | в | г |
| 1 | 30 | 27 | 22 | 20 | 17 |
| 2 | 25 | 30 | 25 | 22 | 18 |
| 3 | 20 | 35 | 30 | 25 | 20 |
| 4 | 15 | 40 | 35 | 30 | 22 |
| 5 | 10 | 45 | 40 | 35 | 25 |
| 6 | 5 | 50 | 45 | 40 | — |

Примечания: 1. Для кладки III группы предельные отношения β понижаются на 10% и для кладок IV группы—на 20%.

2. Для промежуточных значений толщин предельные отношения β принимаются по интерполяции.

**Коэффициенты снижения $k$ предельных отношений $\beta$ для различных условий конструирования стен и перегородок**

Таблица 38(31)

| № п/п | Характеристика стен и перегородок | Коэффициенты снижения $k$ |
|---|---|---|
| 1 | Стены толщиной 30 *см* и менее, несущие нагрузку от перекрытий или покрытий . . . . . | 0,8 |
| 2 | Стены с проемами . . . . . | $\sqrt{\frac{F_{нт}}{F_{бр}}}$ |
| 3 | Перегородки с проемами . . . . . | 0,9 |
| 4 | При свободной длине стен $l$ между примыкающими поперечными стенами или колоннами более 2,5 $H$ . . . . . | 0,9 |
| 5 | То же, более 3,5 $H$ и для нераскрепленных стен | 0,8 |
| 6 | Стены из бутовых кладок и бутобетона . . . . | 0,8 |

Примечания: 1. Общее снижение предельных отношений $\beta$, получаемых путем умножения частных коэффициентов снижения $k$, должно быть не ниже коэффициентов снижения гибкости, установленных в п. 128 (6.8) и табл. 39(31) для столбов.

2. Значения $F_{нт}$ и $F_{бр}$ принимаются по горизонтальному сечению стены.

127(6.7). Предельные отношения $\beta$ стен и перегородок, приведенные в табл. 36(28) и 37(29) с коэффициентами $k$ по табл. 38(30), могут быть увеличены в следующих случаях:

а) при конструктивном продольном армировании ($p$= =0,05%) в одном направлении—на 20%, в двух направлениях—на 30%;

б) при малых расстояниях между связанными со стенами поперечными устойчивыми конструкциями, не превышающих величины $k\beta a$; в этом случае предельная высота стен $H$ не ограничивается и определяется расчетом на прочность;

в) при свободной длине $l$ менее $2H$; в этом случае длина и высота стены должны удовлетворять условию

$$H + l \leqslant 3k\beta a. \qquad (98)$$

128(6.8). Предельные отношения $\beta$ для столбов принимаются по табл. 36(28) с понижающими коэффициентами, приведенными в табл. 39(31).

**Коэффициенты снижения предельных отношений для столбов**

Таблица 39(31)

| Толщина столбов в *см* | Столбы из камней правильной формы | Столбы из бутовой кладки и бутобетона |
|---|---|---|
| 90 и более . . . . . | 0,75 | 0,60 |
| 70—89 . . . . . | 0,70 | 0,55 |
| 50—69 . . . . . | 0,65 | 0,50 |
| Менее 50 . . . . . | 0,60 | 0,45 |

Примечание. Предельные отношения $\beta$ узких простенков, имеющих ширину менее толщины стены, должны быть проверены в плоскости стены, как для столбов в пределах высоты проемов. Если предельные отношения их более допустимых для столбов, то они должны рассматриваться как не несущие.

129(6.9). Для свободно стоящих стен и столбов (не раскрепленных в верхнем сечении перекрытиями или прогонами в двух направлениях) предельные отношения $\beta$ в нераскрепленном направлении должны быть на 30% ниже установленных для конструкций, раскрепленных в верхнем сечении перекрытиями, по пп. 125(6.5) и 128(6.8).

130(6.10). Каменные стены и столбы, удовлетворяющие требованиям пп. 125(6.5)—129(6.9), должны отвечать также требованиям расчета на вертикальные и горизонтальные (в том числе ветровые) нагрузки как в законченном виде, так и в процессе их возведения. Нагрузки принимаются с коэффициентами перегрузки по указанию п. 56(5.2). В случае необходимости устойчивость стен и столбов в процессе их возведения, до момента закрепления их перекрытиями, должна быть обеспечена дополнительными мероприятиями, указываемыми в рабочих чертежах.

131(6.11). Стены и столбы должны крепиться к перекрытиям анкерами в соответствии с указаниями пп. 191—196.

**Конструктивные требования к армированной кладке**

132. В армокаменных конструкциях применяются четыре вида армирования:

а) поперечное (сетчатое), состоящее из стальных сеток, укладываемых в горизонтальных швах кладки, и применяемое в кладках из сплошного и пустотелого кирпича с дырчатыми и щелевидными пустотами (рис. 9 и 10);

б) продольное, состоящее из продольной арматуры с хомутами, устанавливаемой либо внутри кладки, в швах между кирпичами, либо в слое раствора, либо в пазах кладки с последующим заполнением раствором или бетоном;

в) армирование комплексных конструкций, состоящих из железобетона, бетонируемого в каменной кладке, по мере ее возведения (рис. 12);

г) армирование стальными, железобетонными или штукатурными обоймами, применяемое для усиления столбов и простенков (рис. 13).

Примечание. В комплексных конструкциях в целях обеспечения возможности контроля качества выполнения работ рекомендуется располагать железобетонные элементы в наружных бороздах, а не внутри кладки.

133. Сетчатое армирование является основным способом усиления столбов, простенков и отдельных участков стен при малой их гибкости и при небольших эксцентриситетах.

Сетчатое армирование кладки применяется в центрально и внецентренно сжатых элементах при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений при $\frac{e_0}{a}<0{,}17$) и при отношении $\beta=\frac{l_0}{a}$ не более 15.

134. Продольное армирование и армирование железобетоном применяется:

а) для восприятия растягивающих усилий в изгибаемых, растянутых и внецентренно сжатых элементов, когда в сечении возрастают растягивающие усилия, превышающие расчетные сопротивления кладки при растяжении;

б) в центрально и внецентренно сжатых столбах независимо от эксцентриситета при гибкости $\frac{l_0}{a}\geqslant 15$ с целью повышения устойчивости и прочности;

в) в тонких стенах и перегородках с целью повышения их устойчивости и прочности при действии на них поперечных нагрузок;

г) в стенах и столбах, подвергающихся значительной вибрации, с целью предохранения кладки от трещин, а также для придания конструкциям и всему сооружению в целом большей сейсмостойкости.

135. Усиление каменных конструкций обоймы (столбов и простенков) производится при повышении нагрузок на существующие конструкции (например, при надстройках), а также при дефектах кладки (трещины, недостаточная перевязка, низкая прочность кирпича и раствора и т. п.), снижающих несущую способность кладки.

136. Усиление несущих столбов и простенков производится стальными, железобетонными или армированными штукатурными обоймами (рис. 13).

а) Стальная обойма состоит из вертикальных уголков, установленных на растворе по углам усиливаемого элемента, и хомутов из полосовой стали, приваренных к уголкам. Расстояние между хомутами должно быть не более меньшего размера сечения и не более 50 *см*. Стальная обойма должна быть защищена от коррозии цементной штукатуркой.

б) Железобетонная обойма выполняется из бетона марок 100—200 и имеет толщину 6—12 *см*. Обойма армируется вертикальными стержнями и сварными хомутами. Расстояние между хомутами должно быть не более 15 *см*.

в) Штукатурные обоймы армируются таким же образом, как железобетонные, но вместо бетона арматура покрывается цементной штукатуркой из раствора марок 50—100.

Толщина защитного слоя цементной штукатурки или бетона должна удовлетворять требованиям п. 143(6.19).

Усиление обоймами не рекомендуется для гибких элементов при $\frac{l_0}{a} > 15$, где $l_0$—расчетная длина элемента, $a$—меньший размер его поперечного сечения.

137. При усилении обоймами столбов или простенков прямоугольного сечения с отношением сторон более 2,5 требуется, кроме усиления обоймой по контуру, также постановка по длине большей стороны поперечных связей, пропускаемых через кладку, которыми усиливаемый эле-

мент кладки разбивается на прямоугольники с отношением сторон не более 2,5.

138(6.12). Количество арматуры, учитываемой в расчете, должно составлять не менее:

для сетчатой арматуры . . . . . 0,1%
» продольной арматуры сжатой . . 0,2%
» » » растянутой . 0,05%

139(6.13). Наибольшее количество арматуры при сетчатом армировании не должно превышать 1%.

140(6.15). Концы растянутой арматуры должны быть заанкерены в слое бетона или раствора.

141(6.16). Диаметр арматуры должен быть не менее:
сетчатой и растянутой арматуры . . . . 3 *мм*
сжатой арматуры . . . . . .8 »

Диаметр арматуры в горизонтальных швах кладки должен быть не более:
при пересечениях арматуры в швах . . . 6 *мм*
без пересечения » » » . . 12 »

142(6.17). Швы кладки армокаменных конструкций должны иметь толщину, превышающую диаметр арматуры не менее чем на 4 *мм*.

143(6.19). Защитный слой цементного раствора для армокаменных конструкций с арматурой, расположенной снаружи кладки, должен иметь толщину (от внешней грани рабочей арматуры) не менее:

| Виды армированных конструкций | В помещениях с нормальной влажностью воздуха | На открытом воздухе, во влажных и мокрых помещениях, а также в резервуарах, фундаментах и т. п. |
|---|---|---|
| а) В балках, простенках и столбах | 20 *мм* | 30 *мм* |
| б) В стенах . . . . . | 15 » | 25 » |

144. Расстояние между стержнями сетки должно быть не более 12 *см* и не менее 3 *см*.

145. Сетки прямоугольные и «Зигзаг» должны укладываться не реже чем через пять рядов кладки.

Сетки «Зигзаг» укладываются в двух смежных рядах кладки так, чтобы направление прутьев в них было взаимно перпендикулярно (рис. 10). Две уложенные таким образом сетки равноценны одной прямоугольной сетке.

Для проверки наличия сеток в кладке сетки должны быть изготовлены и уложены так, чтобы отдельные концы стержней (контрольные) выступали на 5 *мм* за поверхность кладки (рис. 9, 10). Перед оштукатуриванием кладки контрольные стержни отгибаются.

146. Хомуты в элементах с продольной арматурой должны удовлетворять следующим требованиям:

а) диаметр хомутов должен быть не менее 3 *мм* и не более 6 *мм*;

б) при расположении хомутов снаружи кладки они закрываются слоем цементного раствора толщиной не менее 1 *см*:

в) расстояние между хомутами в сжатых элементах должно быть не более: при расположении арматуры снаружи кладки—15 диаметров, но не менее 15 *см*; при расположении арматуры внутри кладки—25 диаметров и при конструктивном армировании—50 *см*.

В изгибаемых элементах расстояние между хомутами должно быть не более $^3/_4$ высоты балки и не более 50 *см*.

Примечание. Железобетонные перемычки с пролетом в свету до 3,5 *м* делаются без хомутов, если последние не являются необходимыми для восприятия главных растягивающих напряжений.

147. Процент армирования стены горизонтальной и вертикальной продольной арматурой, учитываемой в расчете, должен быть не ниже 0,05% для каждого направления. При армировании стен железобетонными поясами или стойками процент армирования относится к площади сечения стены, приходящейся на один железобетонный элемент.

Расстояние между вертикальными и горизонтальными стержнями или между армирующими поясами и стойками не должно превышать 8*a*, где *a*—толщина стены. При армировании поясами или стойками расстояния между ними могут быть увеличены с проверкой расчетом прочности панели стены между поясами и стойками.

148. При армировании стен необходимо соблюдать следующие условия:

а) горизонтальная арматура, как правило, располагается в швах кладки;

б) при односторонней нагрузке стены армируются одиночной арматурой, расположенной с растянутой стороны стен, а при двусторонней переменной нагрузке стены армируются двойной арматурой;

в) стены толщиной в $^1/_2$ кирпича и более толстые при небольших моментах разных знаков разрешается армировать одиночной арматурой, расположенной в середине толщины стены;

г) вертикальная арматура, конструктивная или же 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.) .

149. Толщина железобетонных поясов принимается кратной толщине одного ряда кладки, что позволяет бетонировать пояса по ходу кладки без нарушения порядовки кладки. Стержни арматуры связываются хомутами не реже чем через 40 диаметров.

В отапливаемых зданиях пояса при толщине их больше одного ряда кладки должны быть проверены на промерзание и в требуемых случаях утеплены.

150. Для бетонирования вертикальных стоек в кладке оставляются вертикальные борозды. После возведения всей стены или отдельных участков в борозды закладывается арматура, и стойки бетонируются при помощи переставных щитов опалубки. При расположении стоек внутри кладки в ней оставляются вертикальные каналы, в которые закладывается арматура и заливается бетон по мере возведения стены.

151. При армировании стен стальными стойками, служащими для восприятия только боковых усилий, стойки целесообразно располагать вне стены и скрепление стоек со стеной производить при помощи гибких анкеров, допускающих осадку кладки без передачи вертикальной нагрузки от стены на стойки. Горизонтальные стальные пояса следует располагать в самой кладке.

При армировании стен горизонтальными поясами и вертикальными стойками крепление поясов к стойкам должно допускать свободную осадку стены и в то же время обеспечивать передачу горизонтальных усилий.

152. Конструктивное армирование стен допускает увеличение предельных гибкостей против величин, установленных для неармированных стен, на 20% при армировании в одном направлении и на 30% при армировании в двух направлениях.

153. Подвергающиеся значительной вибрации стены усиливаются арматурой в швах кладки или железокирпичными и железобетонными поясами, которые могут совмещаться с надоконными перемычками, с процентом армирования 0,05—0,10.

Расстояние между поясами в зависимости от интенсивности динамических воздействий принимается от $8a$ до $4a$. Минимальная марка раствора кладки между поясами принимается 25.

154. При усилении стен поясами или стойками, расположенными вне стены, разрешается вертикальные нагрузки передавать на стены, а горизонтальные—на стойки и пояса.

### Минимальные требования к перевязке кладки

155. Для получения кладки нормальной прочности из камней правильной формы необходимо соблюдение следующих требований к перевязке кладки:

а) для кладки из кирпича—1 тычковый ряд на 6 рядов кладки;

б) для кладки из камней правильной формы—1 тычковый ряд на 3 ряда кладки;

в) при перевязке специальными связями (скобами из полосовой стали, проволоки и т. п.)—1 связь сечением не менее 0,2 $см^2$ на 0,5 $м^2$ вертикального продольного сечения стены.

Примечания: 1. Тычки могут располагаться как в отдельных тычковых рядах, так и в чередовании с ложковыми камнями.

2. Перевязка стены металлическими связями не обеспечивает перераспределения вертикальных нагрузок между перевязанными частями стены. Каждая часть стены работает на нагрузки, которые к ней непосредственно приложены.

156. В двуслойных стенах, выложенных по толщине из отдельных слоев различной прочности (при разнице

в расчетных сопротивлениях кладки слоев более чем в 2 раза), количество тычков или связей увеличивается в 1,5 раза по сравнению с установленным в п. 155.

157. Если количество тычков или связей в кладке меньше установленного в пп. 155 и 156, предел прочности кладки снижается:

а) при уменьшении количества тычков или связей в 1,5 раза—на 10%;

б) при уменьшении количества в 2 раза—на 25%.

### Защита каменных конструкций от атмосферных и других воздействий

158. Элементы каменных конструкций надлежит в необходимых случаях защищать от механических воздействий, а также от атмосферной и химической агрессии внешней среды (защитные покрытия выступающих и особо подверженных увлажнению и внешним воздействиям частей, отделочные слои, облицовки, пароизоляционные слои и т. д.).

159. Защита каменных конструкций осуществляется:

а) стен и цоколя—наружными облицовками;

б) стен мокрых и повышенно влажных помещений—пароизоляцией с внутренней стороны;

в) фундаментов—гидроизоляцией со стороны грунта.

При защите конструкций допускается применение каменных материалов, имеющих морозостойкость, меньшую установленной в п. 11(2.4), или же прочность на одну марку ниже приведенной в приложениях II и III.

160. Стены и столбы должны быть защищены от грунтовой сырости со стороны фундаментов и от атмосферной сырости со стороны примыкающих тротуаров и отмосток устройством горизонтального гидроизоляционного слоя на высоте 0,15—0,5 *м* от уровня тротуара или верха отмостки.

161. При выполнении кладки сооружений I и II степеней долговечности из материалов, имеющих морозостойкость ниже *Мрз* 35 и III степени—ниже *Мрз* 25, все выступающие и особо подверженные увлажнению части стен (подоконники, пояски, парапеты и т. п.) должны, как правило, иметь защитные покрытия.

При применении для кладки стен материалов с морозостойкостью менее 15 замораживаний рекомендуется устройство свеса кровли со значительным выносом (0,35 *м* и более).

## XI. УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ КАМЕННЫХ ЗДАНИЙ И ИХ ЧАСТЕЙ

### Общие указания

162. При проектировании каменных и армокаменных конструкций необходимо, помимо расчета конструкций законченного здания в условиях их совместной работы с другими элементами здания, проверять расчетом прочность и устойчивость стен и других конструкций незаконченного здания в процессе их возведения. В случае, если устойчивость их окажется недостаточной, *должны применяться временные крепления до устройства* перекрытий или других конструкций, обеспечивающих их устойчивость. Указания о необходимых временных креплениях должны быть приведены в рабочих чертежах.

Примечания: 1. При проверке прочности и устойчивости конструкций незаконченного сооружения во время его возведения следует руководствоваться указанием примечания 1 к п. 61 (5.7).

2. При расчете конструкций незаконченного здания в ранних возрастах кладки, когда прочность раствора менее 50% от проектной (до 7 дней твердения в летних условиях и в более поздние сроки при температуре твердения ниже +10°), принимаются условные марки раствора, отвечающие его действительной прочности в эти сроки, по табл. 2.

При прочности раствора 50% и выше от проектной при поверочных расчетах принимается проектная марка раствора.

163. При проверке прочности и устойчивости стен, столбов, карнизов и других элементов зданий следует принимать, что элементы перекрытий (балки, плиты и накаты) 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.

164. При проектировании каменных и армокаменных конструкций, которые будут возводиться в зимнее время, в проекте должны быть предусмотрены специальные дополнительные мероприятия, учитывающие требования, предъявляемые к кладке способом замораживания или другими способами. Если проект составлен для возведения здания только в летних условиях, об этом должно быть сделано указание на чертежах. В типовых проектах должна быть обязательно предусмотрена возможность возведения их как в летних, так и в зимних условиях в соответствии с указаниями п. 267(10.8).

### Статический расчет зданий

165. При расчете каменных конструкций здание рассматривается как пространственная система. При работе стен и столбов на поперечные нагрузки, внецентренное сжатие и продольный изгиб они опираются в горизонтальном направлении на междуэтажные перекрытия и поперечные стены.

По степени жесткости опоры делятся на жесткие и упругие.

За жесткие опоры принимаются:

а) поперечные устойчивые конструкции: поперечные каменные стены толщиной не менее 12 *см* и железобетонные—толщиной не менее 6 *см*, контрфорсы, поперечные рамы, отрезки поперечных стен и другие конструкции, рассчитанные на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от стен, по указаниям пп. 174—177;

б) междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными устойчивыми конструкциями не более указанных в табл. 40;

в) ветровые пояса, фермы, ветровые связи и железобетонные обвязки, рассчитанные по прочности и по деформациям на восприятие горизонтальной нагрузки, передающейся от стен.

За упругие опоры принимаются покрытия и междуэтажные перекрытия при расстоянии между поперечными устойчивыми конструкциями, превышающими указанные в табл. 40, при отсутствии ветровых связей, указанных в п. «в».

**Максимальные расстояния $l_{ст}$ между поперечными конструкциями, при которых перекрытия считаются жесткими опорами для стен и столбов**

Таблица 40

| Класс перекрытий | Вид перекрытий и покрытий | Расстояние в *м* между поперечными конструкциями при группе кладок | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III | IV |
| А | Деревянные перекрытия и покрытия . . . . . | 30 | 24 | 18 | 12 |
| Б | Перекрытия и покрытия из сборного железобетона. Перекрытия из железобетонных балок с настилом из плит или камней . . . . . | 40 | 32 | 24 | — |
| В | Железобетонные монолитные и сборные замоноличенные перекрытия и покрытия . . . . | 50 | 40 | 30 | — |

Примечание. Указанные в таблице предельные расстояния должны быть уменьшены в следующих случаях:

1) при скоростных напорах ветра 70 и 100 *кг/м*²—соответственно на 15 и 25%;

2) при высоте зданий более 20 *м*—на 10%; более 32 *м*—на 20% и более 48 *м*—на 25%;

3) для узких зданий при ширине здания менее двойной высоты этажа $h_{эт}$ —пропорционально отношению $\frac{b}{2h_{эт}}$;

4) в сборных замоноличенных перекрытиях (класс В) стыки между плитами должны быть усилены для передачи через них растягивающих усилий путем сварки выпусков арматуры или прокладки в швах дополнительной арматуры с заливкой швов раствором.

166. При отсутствии связи между перекрытиями, стенами и столбами (катковые опоры и т. п.) стены и столбы рассматриваются как свободно стоящие и работающие как консоли, заделанные в грунт. При этом разрешается учитывать горизонтальную опорную реакцию, создаваемую катковой опорой.

167. При расчете зданий с упругими опорами, стены и столбы рассматриваются как стойки рам, заделанные в грунт и связанные шарнирно покрытиями. Влияние поперечных стен в этом случае не учитывается.

Расчет ведется как на основные, так и на дополнительные (ветровые) нагрузки. При этом все расчетные

нагрузки, кроме собственного веса, уменьшаются путем умножения на коэффициент 0,9.

168. В стенах с пилястрами ширина полок таврового сечения стены, учитываемая в расчете, принимается:

а) если конструкция верхнего покрытия обеспечивает передачу давления по всей линии опирания плиты покрытия на стену—полная ширина стены между проемами, а в глухих стенах—между серединами примыкающих к пилястре пролетов;

б) если боковое давление от стены на покрытие передается через отдельные точки в местах опирания на стены ферм или прогонов верхнего покрытия, принимается переменная ширина полки, увеличивающаяся по закону треугольника, по мере увеличения расстояния по высоте $h$ рассчитываемого сечения от верхней точки; ширина полки принимается равной $^1/_2\ h$ в каждую сторону от края пилястры (рис. 15); при этом если стена с пилястрой рассматривается как стойка рамы с постоянным по высоте сечением, эквивалентным по прогибу верхней точки, то ширина полки принимается $^1/_3\ h$ в каждую сторону от края пилястры;

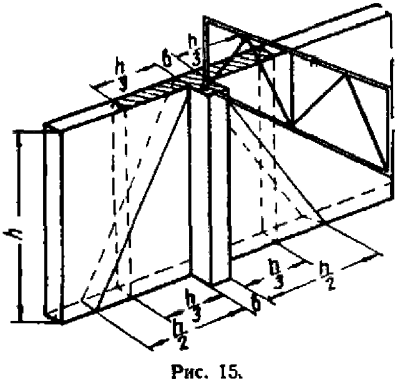



Рис. 15.

в) при тонких стенах с пилястрами, если высота полки меньше $^1/_{10}$ высоты пилястры, сечение полки не учитывается.

169. Стены и столбы одноэтажных зданий с упругими опорами рассчитываются:

а) на нагрузки, прилагаемые до установки покрытий (собственный вес стен, отдельные виды оборудования и др.),—как свободно стоящие, заделанные в грунт;

б) на нагрузки, прилагаемые после устройства покрытий (вес покрытий, снег, ветер и др.),—как стойки рам, шарнирно связанные покрытиями и заделанные в грунт;

в) на нагрузки, прилагаемые одновременно только к двум-трем поперечным рамам (крановые нагрузки); при наличии покрытий или других конструкций, обеспечивающих распределение горизонтальных усилий, разрешается учитывать вовлечение в работу соседних конструкций здания на длину по $^1/_4\ l_{cr}$ (по табл. 40) в обе стороны от загруженных рам.

170. Стены и столбы, имеющие в плоскостях междуэтажных перекрытий опоры, рассматриваемые согласно п. 165 как жесткие, могут рассчитываться на внецентренную нагрузку, как вертикальные неразрезные балки.

В целях упрощения расчета допускается считать стену или столб расчлененными по высоте на однопролетные балки с расположением опорных шарниров в плоскостях опирания балок перекрытия. При этом нагрузка от верхних этажей принимается приложенной в центре тяжести сечения стены или столба вышележащего этажа, а нагрузки в пределах данного этажа считаются приложенными с фактическими эксцентриситетами относительно центра тяжести сечения стены или столба с учетом изменения сечения в пределах этажа и ослабления горизонтальными и наклонными бороздами. Положение силы опорного давления от балок и прогонов определяется по формулам 118 и 119. 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 согласно примечанию к п. 201.

171. Ветровая нагрузка при расчете стен и столбов зданий может не учитываться, если дополнительные нормальные напряжения, вызываемые нормативной ветровой нагрузкой, не превышают 1 *кг/см*$^2$ или если расчетное дополнительное усилие или момент от ветровой нагрузки менее 10% расчетной продольной силы или момента от

основных нагрузок. При расчете на ветровую нагрузку все расчетные нагрузки, кроме собственного веса, в соответствии с главой II-Б.1 СНиП принимаются с умножением на коэффициент 0,9 (как дополнительные сочетания).

172. При расчете на ветровую нагрузку зданий с жесткой конструктивной схемой стены здания, обеспечивающие его жесткость (поперечные стены вместе с прилегающими участками продольных стен, вводимыми в совместную работу), рассматриваются как вертикальная консоль сложного сечения (двутавр, тавр или швеллер), заделанная в грунт. Нагрузка от ветра передается на поперечные стены через перекрытия и принимается приложенной по оси поперечных стен.

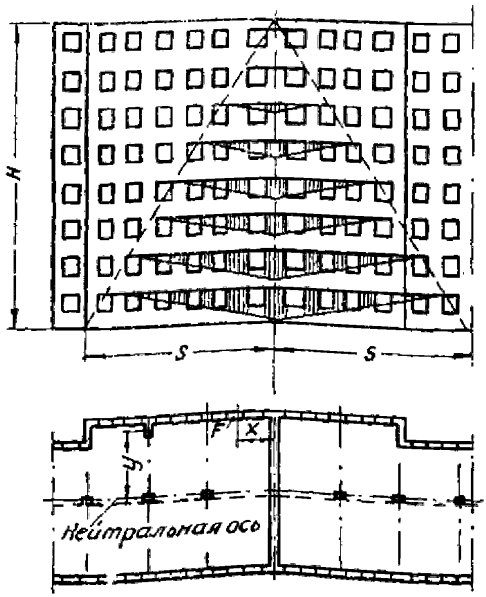



Рис. 16.

Расчетная длина участков продольных стен $s$ (рис. 16), вводимых в совместную работу с поперечной

стеной при изгибе по обе стороны от поперечной стены, принимается по формулам:

а) для глухой стены

$$s = 0{,}8\,h; \qquad 99$$

б) для стены с проемами

$$s = 0{,}7\,\Sigma h_{\text{пояс}} \sqrt[3]{\frac{F_{\text{бр}}}{F_{\text{нт}}}}, \qquad 100$$

где $h$ — расстояние от верха поперечной стены до уровня рассчитываемого сечения;

$\Sigma h_{\text{пояс}}$ — суммарная высота горизонтальных поясов кладки между оконными проемами от верха стены до уровня рассчитываемого сечения;

$F_{\text{бр}}$ — площадь горизонтального сечения сплошной части стены (поясов) на длине стены $s$;

$F_{\text{нт}}$ — общая площадь горизонтального сечения простенков на той же длине $s$.

Нормальные напряжения от изгиба в продольных стенах (полках сечения) приближенно принимаются убывающими по линейному закону от своего максимума на оси поперечной стены до нуля на расстоянии $s$ от оси поперечной стены.

Примечание. При расчете всего сечения по обычным формулам изгиба, в которых предполагается равномерное распределение напряжений по ширине полки, принимается приведенная ширина полок сечения по $1/2\ s$ в каждую сторону от оси поперечной стены, а в торце здания — в одну сторону от оси торцовой стены.

173. Дополнительные продольные усилия $N_{\text{в}}$ в стенах и простенках продольных стен, вызываемые изгибом коробки стен здания от ветровой нагрузки, учитываются в зданиях высотой более 24 *м* и определяются по формуле

$$N_{\text{в}} = \frac{M_{\text{в}} F y}{J}\left(1 - \frac{x}{s}\right), \qquad 101$$

где $M_{\text{в}}$ — расчетный изгибающий момент от ветровой нагрузки, передаваемой через перекрытия на поперечную стену на уровне рассчитываемого сечения;

$F$ — площадь сечения рассчитываемого простенка;

$y$ — расстояние оси простенка от нейтральной оси сечения коробки стен (рис. 16);

$J$ — момент инерции сечения стен;

$x$ — расстояние оси простенка от оси поперечной стены.

**Примечание.** При определении $y$ и $J$ принимается приведенная ширина полки сечения $b$ в соответствии с примечанием к п. 135.

174. Расчет поперечных стен на главные растягивающие напряжения производится по формулам

$$Q_в \leqslant \frac{m m_к R_{ск} ab}{\mu}, \qquad 102$$

$$R_{ск} = \sqrt{R_{гл}(R_{гл} + \sigma_0)}, \qquad 103$$

где $Q_в$ — расчетная поперечная сила от ветровой нагрузки;

$R_{ск}$ — расчетное сопротивление скалыванию кладки, обжатой продольной расчетной силой $N$ с коэффициентом перегрузки $n=0{,}9$ $\left(\sigma_0 = \frac{N}{F}\right)$;

$a$ — 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;

$b$ — высота общего сечения стен в плане; если в сечение входят полки в виде отрезков наружных или продольных внутренних стен, $b$ — расстояние между осями этих полок;

$\mu$ — коэффициент неравномерности касательных напряжений в сечении; $\mu = \frac{S_0 b}{J}$, где $S_0$ — статический момент половины сечения (части сечения, находящейся по одну сторону от оси, проходящей через центр тяжести сечения);

$J$ — момент инерции всего сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения.

Значения $\mu$ могут приниматься: для двутавровых сечений $\mu = 1{,}15$; для тавровых сечений $\mu = 1{,}35$; для прямоугольных сечений $\mu = 1{,}50$.

Примечание. При расчете по трещинам по указаниям п. 112(9.2) в формуле 102 принимается коэффициент условий работы $m_{тр}$ по табл. 27(24) и поперечная сила от ветра определяется по нормативной нагрузке ($Q_в^н$).

175. Если сопротивление кладки скалыванию по формуле (103) недостаточно, она может быть армирована продольной арматурой в горизонтальных швах. Расчетное сопротивление скалыванию армированной кладки $R_{а\,ск}$ может быть определено по формуле

$$R_{а.ск} = \sqrt{\frac{m_а p R_а}{100}\left(\frac{m_а p R_а}{100} + \sigma_0\right)}, \qquad 104$$

где $m_а$ — коэффициент условий работы арматуры по п. 65(5.9);

$p$ — процент армирования.

176. Расчетная перерезывающая сила в перемычках от ветровой нагрузки определяется по формулам:

а) в поперечных стенах

$$T = \frac{Q_в h_{эт} \mu}{b}. \qquad 105$$

б) в продольных стенах

$$T = \frac{Q_в h_{эт}}{2b}\left(1 - \frac{x}{s}\right)^2, \qquad 106$$

где $Q_в$ — расчетная поперечная сила от ветровой нагрузки, воспринимаемая поперечной стеной в уровне перекрытия, примыкающего к рассчитываемым перемычкам;

$h_{эт}$ — расстояние по высоте между серединами проемов, разделяемых перемычкой;

$x$ — расстояние оси проема в продольной стене от оси поперечной стены;

$s$ — длина участка продольной стены по формулам 99 или 100.

177. Расчет перемычек на расчетную перерезывающую силу $T$ от ветровой нагрузки, определяемую по формулам 105 и 106, производится на скалывание и на изгиб по формулам 107 и 108, причем принимается меньшая из двух полученных величин:

$$T \leqslant \frac{2}{3} m m_к R_{гл} F; \qquad 107$$

$$T \leqslant \frac{1}{3} m m_к R_{р.и} F \frac{c}{l}, \qquad 108$$

где $c$ и $l$—высота и пролет перемычки в (свету);

$F$—поперечное сечение перемычки;

$R_{р.и}$—расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению;

$R_{гл}$—расчетное сопротивление кладки при главных растягивающих напряжениях.

Примечания: 1. Если сопротивление кладки недостаточно, перемычка должна быть усилена продольным армированием или железобетонными балками, рассчитываемыми на изгиб и скалывание на момент и поперечную силу

$$M = \frac{Tl}{2} \text{ и } Q = T$$

по указаниям НиТУ проектирования бетонных и железобетонных конструкций и на заделку концов в кладку по указаниям п 202.

2. В продольных стенах в первую очередь проверяются расчетом на скалывание перемычки в проемах, ближайших к поперечным стенам, и перемычки проемов над балконными дверями, имеющие меньшую высоту.

178. Если в нижнем этаже поперечные стены исключаются и заменяются колоннами и прогонами, поддерживающими висячие стены, поперечные конструкции рассматриваются как рамы, состоящие из участков продольных стен на длину $^1/_2\ s$ в обе стороны от оси поперечной стены и прогона с поддерживаемой им стеной и должны быть рассчитаны на поперечную нагрузку $Q_в$, приложенную в уровне перекрытия над нижним этажом. Для увеличения жесткости рекомендуется оставлять участки поперечной стены у наружных стен в виде контрфорсов по расчету.

179. При расчете стен и простенков на изгиб по вертикальному пролету между перекрытиями расчетный изгибающий момент может быть определен с учетом неразрезности конструкций и частичной заделки перекрытий по приближенной формуле

$$M_в = \frac{qh_{эт}^2}{12}. \qquad 109$$

## РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЧАСТЕЙ ЗДАНИЯ

### Стены из крупных блоков

180. По прочности при сжатии крупные бетонные блоки подразделяются на марки 35, 50, 75, 100 и 150.

Крупные блоки из природных камней могут иметь более низкие марки.

Марка кирпичных блоков определяется по нормативному сопротивлению сжатию кладки в зависимости от марок кирпича и раствора по табл. 3(2).

181. Марка крупного бетонного блока определяется по формуле

$$R_{бл}=R^{н}_{пр}\frac{F_{нт}}{F_{бр}}, \qquad 110$$

где $R^{н}_{пр}$ —нормативное сопротивление бетона осевому сжатию (призменная прочность) по нормам проектирования бетонных и железобетонных конструкций (глава II-Б.3 СНиП);

$F_{нт}$ —площадь сечения блока за вычетом пустот;

$F_{бр}$ —площадь сечения блока без вычета пустот.

Для получения установленных марок сплошных крупных бетонных блоков требуется бетон следующих марок (с округлением).

| Марка блока $R^{н}_{пр}$ | Требуемая марка бетона (прочность кубика бетона 20×20×20 *см*) |
|---|---|
| 35 | 50 |
| 50 | 75 |
| 75 | 100 |
| 100 | 150(125) |
| 150 | 200 |

Кладка стен крупноблочных зданий должна производиться на растворе марки не ниже 10.

Примечание. Кубиковая прочность бетона, применяемого для изготовления блоков, должна быть указана в проекте.

182. Расчетные сопротивления сжатию кладки из крупных блоков принимаются по классу работы А и определяются по табл. 17(15) с коэффициентом 1,1 или для блоков из кирпича—по табл. 16(14) с коэффициентом 1,2.

Примечания: 1. Для проектирования по классу работы А должно быть обеспечено при изготовлении крупных блоков выполнение систематических испытаний прочности бетона, кирпича и раствора в соответствии с примечанием 1 к п. 35(3.11).

2. Для кладки из бетонных крупных блоков, приготовляемых на бетонных заводах или бетонных узлах, оборудованных механизмами для автоматического или полуавтоматического дозирования составляющих бетона (вяжущего, фракций заполнителя, воды и добавок),

при систематическом контроле прочности и однородности бетона при сжатии расчетные сопротивления кладки сжатию по табл. 17(15) могут приниматься с коэффициентом 1,2.

3. Для проектирования по классу работы А конструкций из крупных кирпичных блоков технология изготовления крупных блоков должна обеспечивать качественное выполнение кирпичной кладки нормальной прочности. Если при изготовлении кирпичных блоков в шаблонах или на механизированных установках создаются условия, могущие вызвать снижение прочности кладки (малое уплотнение шва при укладке кирпича, жидкий раствор, тонкие швы и др.) или повышение прочности кладки (равномерные плотные швы), в расчетные формулы должен вводиться коэффициент условий работы, определяемый путем сравнительного испытания прочности блока и прочности столба кладки, сложенного обычными приемами кладки.

183. Пространственная жесткость крупноблочных зданий с жесткой конструктивной схемой должна быть обеспечена поперечными стенами, расстояние между которыми не должно превышать предельных значений, указанных в табл. 40. При этом пространственная жесткость зданий высотой до 4 этажей (включительно), но не более 17 *м*, может быть обеспечена только стенами лестничных клеток и торцовыми стенами. Пространственная жесткость зданий большей этажности должна дополнительно обеспечиваться сквозными поперечными капитальными междусекционными стенами или продолжением одной из стен лестничных клеток на всю ширину здания.

184. Связь между продольными и поперечными стенами в крупноблочных зданиях осуществляется:

а) в наружных углах—перевязкой кладки специальными угловыми блоками;

б) в местах примыкания внутренних поперечных стен к продольным стенам и средней продольной стены к торцовым стенам—закладкой Т-образных анкеров из полосовой стали или арматурных сеток из круглой стали.

Анкеры или сетки закладываются в расположенные на одном уровне горизонтальные швы в продольных и поперечных стенах. Связи между продольными и поперечными стенами должны быть установлены в количестве не менее одной в каждом этаже.

185. Поперечные стены и стены лестничных клеток, обеспечивающие жесткость и устойчивость здания, должны быть проверены расчетом на действующие в их плоскости изгибающие моменты и поперечные силы от ветровой нагрузки на участке между поперечными стенами. Поперечные стены рассчитываются на внецентренное сжатие и

скалывание с учетом действующих в них нормальных сжимающих сил в соответствии с указаниями пп. 174—177. При расчете крупноблочных зданий без конструктивной перевязки стен вся ветровая нагрузка воспринимается только поперечными стенами. Совместная работа поперечных и продольных стен при перевязке их сетками или анкерами не учитывается.

186. Максимальное расстояние между температурными швами в стенах крупноблочных зданий принимается по табл. 34(26) как для кладки из обыкновенного глиняного кирпича и керамических камней.

## Стены и столбы промышленных зданий

187. Для кладки столбов и простенков большой высоты, а также столбов и простенков, несущих крановые нагрузки, должны применяться кирпич марки не ниже 75 и растворы марок, указанных в табл. 41.

**Минимальные марки растворов для кладки столбов и простенков большой высоты, а также столбов и простенков, несущих крановые нагрузки**

Таблица 41

| Высота столбов и простенков в *м* | Минимальные марки растворов | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Столбы и простенки без кранов | Столбы и простенки, поддерживающие краны грузоподъемностью | | |
| | | до 5 *т* | от 5 до 10 *т* | более 10 *т* |
| До 9 . . . . . | 4 | 10 | 25 | 50 |
| От 9 до 12 . . . . . | 10 | 25 | 50 | 50 |
| Более 12 . . . . . | 25 | 50 | 50 | 50 |

188. В зданиях, подвергающихся сотрясениям, при наличии машин с движущимися неуравновешенными частями, тяжелых молотов, мостовых кранов грузоподъемностью 10 *т* и более должны приниматься следующие меры к предохранению кладки от расстройства, вызываемого вибрацией:

а) применение раствора марки 25 и выше;

б) установка дополнительных связей в углах и пересечениях стен и дополнительных анкеров в перекрытиях;

в) устройство над проемами железокирпичных или железобетонных перемычек (неармированные рядовые и клинчатые перемычки не допускаются);

г) применение сплошных кладок или облегченных кладок с заполнением пустот легким бетоном или легкобетонными вкладышами (облегченные кладки с засыпками не допускаются);

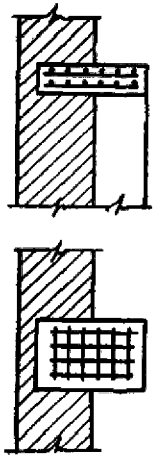


Рис. 17. Железобетонные подферменные плиты.

д) при значительных сотрясениях стен—армирование укладкой горизонтальной арматуры или усиление стен железокирпичными поясами и железобетонными обвязками, причем сечение арматуры в поясе следует принимать не менее 4 *см*² при глухих стенах и 6 *см*² при стенах, ослабленных проемами; при наличии мостовых кранов грузоподъемностью 15 *т* и более—усиление стен поясом, располагаемым в кладке стен на уровне подкрановой балки.

189. Кирпичные столбы, несущие крановые нагрузки, должны иметь через 1,5—2 *м* по высоте в горизонтальных швах кладки стальные сетки, не учитываемые в расчете.

190. Под опорами ферм, прогонов и подкрановых балок должны быть уложены для распределения давления железобетонные плиты, связывающие пилястры со стеной.

Плиты должны иметь толщину не менее 14 *см* и армироваться двумя сетками с общим количеством арматуры не менее 0,5% (рис. 17).

### Анкеровка стен и столбов

191. Каменные стены и столбы должны крепиться к перекрытиям и верхним покрытиям анкерами.

Устойчивость стен и столбов в процессе возведения до момента закрепления анкерами должна быть обеспечена в случае необходимости дополнительными мероприятиями, указываемыми в рабочих чертежах (п. 162).

192. При опирании на стены балок их концы должны крепиться анкерами сечением не менее 0,6 *см*² не реже

чем через 3 *м*. Концы заанкерованных балок на прогонах, внутренних стенах или столбах должны быть соединены накладками. При опирании на стены прогонов или ферм анкеры крепятся к их концам, причем расстояние между анкерами может быть увеличено до 6 *м*.

Стены каркасных зданий должны быть связаны анкерами или выпусками арматуры с колоннами или ригелями каркаса.

Примечание. Перекрытия из сборных железобетонных настилов или панелей должны быть связаны со стенами анкерами, расположенными в швах между сборными элементами перекрытий. Расстояние между анкерами принимается при этом не более 6 *м*.

193. Расчет анкеров должен производиться:

а) при расстоянии между анкерами более 3 *м*;

б) при несимметричном изменении толщины стены или столба;

в) для сильно нагруженных простенков при общей величине продольной силы более 100 *т*.

194. Расчетная сила в анкере $A=A_1+A_2$ слагается из:

1) опорной реакции $A_1$

$$A_1=\frac{M}{h}, \qquad 111$$

где $M$—расчетный момент на уровне низа балок перекрытия;

$h$—высота этажа;

2) условной опорной реакции $A_2$, вызванной внецентренным приложением нагрузок вследствие производственных отклонений стены от вертикали и неоднородности материала кладки:

$$A_2=0{,}01\,N, \qquad 112$$

где $N$—расчетная продольная сила, приложенная к сечению стены, в котором находится анкер.

При расчете анкера должны проверяться его сечение и крепление к балке, а при усилии в анкере более 2 *т*— также заделка анкера в кладке.

195. Если толщина стен или перегородок назначена с учетом опирания их по контуру, необходимо крепить стены или перегородки к примыкающим боковым конструкциям и к верхнему перекрытию или ригелю каркаса.

Крепление должно осуществляться при помощи перевязки, заделки в борозду, анкеров и т. п.

196. Столбы должны крепиться анкерами к балкам перекрытия в каждом этаже. В зданиях с деревянными перекрытиями высотой более 15 *м* они должны иметь огнестойкие связи в двух направлениях в виде железобетонных или стальных, защищенных от огня балок.

Расстояние между этими связями по высоте должно быть не менее 30 *a*, где *a*—средняя толщина столба в рассматриваемом направлении.

## РАСЧЕТ ОПИРАНИЯ КОНЦОВ ПРОГОНОВ И БАЛОК НА КЛАДКУ И ЗАДЕЛКИ КОНСОЛЬНЫХ БАЛОК

197. При расчете на местные нагрузки кладки под опорами прогонов (или балок) эпюра напряжений под кон-

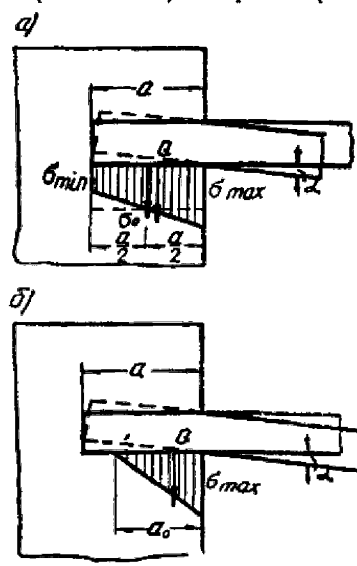



Рис. 18.

цом прогона принимается в виде трапеции или треугольника (рис. 18, *а*, *б*) в зависимости от соотношения дей-

ствительной длины опоры $a$ и полезной длины $a_0$. Если $a<a_0$, эпюра принимается в виде трапеции; если $a \geqslant a_0$— в виде треугольника.

198. Величина полезной глубины заделки $a_0$ определяется по формуле

$$a_0 = \sqrt{\frac{2Q}{Cb \operatorname{tg} \alpha}}, \qquad 113$$

где $Q$ —расчетная опорная реакция балки;

$C$—коэффициент постели кладки при местном сжатии участка стены, определяемый по формуле

$$C = \frac{50 R^{и}}{b}, \qquad 114$$

$b$—ширина балки или прокладной плиты под концом балки (при опирании на кладку плит перекрытия величина $b$ принимается не более $^1/_6$ высоты этажа);

$\alpha$ —угол наклона оси балки на опоре.

Примечания: 1. При проверке опирания концов прогонов (или балок) на свежую кладку принимается $C = \frac{35 R^{и}}{b}$, где $R^{и}$ — расчетное сопротивление кладки на растворе марки 2. Если условия расчета по прочности свежей кладки не удовлетворены, рекомендуется на время начального твердения раствора постановка под концами прогонов временных инвентарных стоек.

2. При определении $\operatorname{tg} \alpha$ принимается шарнирное опирание прогона (или балки) с расположением опор посередине опорного конца прогона; при неразрезных прогонах промежуточные опоры принимаются расположенными по оси соответствующих столбов или внутренних стен. Для свободно лежащих балок при равномерной нагрузке $\operatorname{tg} \alpha = \frac{16}{5} \cdot \frac{f}{l}$, где $l$ и $f$—пролет и максимальный прогиб балки.

3. Если длина опорного конца балки меньше высоты балки, разрешается приближенно принимать треугольную эпюру с $a_0 = a$.

199. Краевые напряжения определяются по формулам:

а) при эпюре в виде трапеции

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{max} &= \sigma_0 + \frac{Ca}{2} \operatorname{tg} \alpha; \\ \sigma_{min} &= \sigma_0 - \frac{Ca}{2} \operatorname{tg} \alpha, \end{aligned}\right\} \qquad 115$$

где $\sigma_0 = \frac{Q}{ab}$;

б) при эпюре в виде треугольника

$$\sigma_{max} = 2\sigma_0, \qquad 116$$

где $\sigma_0 = \frac{Q}{a_0 b}$.

200. Расчет кладки под опорами прогонов и балок по прочности производится на местное сжатие (смятие) по формуле 24, причем коэффициент $\mu$ и площадь смятия $F_{см}$ принимаются:

при эпюре напряжений под концом балки в виде трапеций

$$\mu = \frac{1}{1 + \frac{Ca\,\mathrm{tg}\,\alpha}{2\sigma_0}}; \qquad 117$$

$$F_{см} = ab;$$

при эпюре напряжений в виде треугольника

$$\mu = 0{,}5;$$

$$F_{см} = a_0 b.$$

201. Расстояние $z$ от точки приложения расчетной опорной реакции Q до внутренней грани стены равно:

при эпюре напряжений в виде трапеции

$$z = \frac{1}{2} a \left(1 - \frac{Ca\,\mathrm{tg}\,\alpha}{6\sigma_0}\right); \qquad 118$$

при эпюре напряжений в виде треугольника

$$z = \frac{1}{3} a_0. \qquad 119$$

Примечание. При статическом расчете стен многоэтажных зданий в целях упрощения расчета (при отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления) разрешается приближенно принимать $z = \frac{1}{3} a$.

202. Расчет заделки в кладку концов консольных балок производится, исходя из условия, чтобы наибольшие краевые напряжения от изгиба и сжатия кладки от расчетных нагрузок не превышали расчетного сопротивления кладки смятию. При этом принимается эпюра напряжений на постелях опирания балки на кладку вверху и внизу в виде двух треугольников.

Примечания: 1. Если эксцентриситет нагрузки относительно центра площади заделки превышает более чем в 2 раза глубину заделки ($e_0 > 2a$), напряжения от сжатия могут не учитываться.

2. При применении распределительных подкладок в виде узких балок с шириной не более $^1/_3$ глубины заделки разрешается под ними принимать прямоугольную эпюру напряжений (рис. 22).

203. Расчет заделки в кладку консольных балок (рис. 19) производится по формуле

$$Q \leqslant \frac{m m_к R_{см} a b}{\frac{6e_0}{a} + 1}, \qquad 120$$

где $Q$ —расчетная сила от веса балки и приложенных к ней нагрузок;

$a$—глубина заделки балки в кладку;

$b$—ширина полок балки;

$e_0$—эксцентриситет расчетной силы относительно середины заделки $\left(e_0 = c + \frac{a}{2}\right)$;

$c$—расстояние силы $Q$ от плоскости стены.

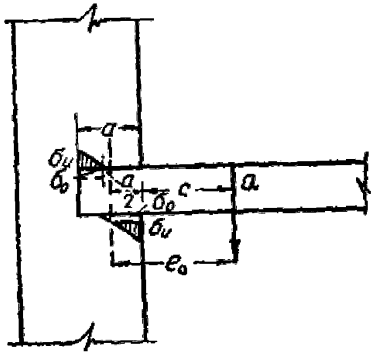



Рис. 19.

Необходимая глубина заделки может быть определена по формуле

$$a = \frac{2Q}{R_{см} b} + \sqrt{\frac{6Qc}{R_{см} b}}. \qquad 121$$

204. Если заделка конца балки не удовлетворяет требованию расчета по формуле 120, необходима укладка

распределительных плит или только снизу балки с наружной стороны (рис. 20), или снизу и сверху балки. Расчетная нагрузка $Q$ должна удовлетворять расчету по формулам:

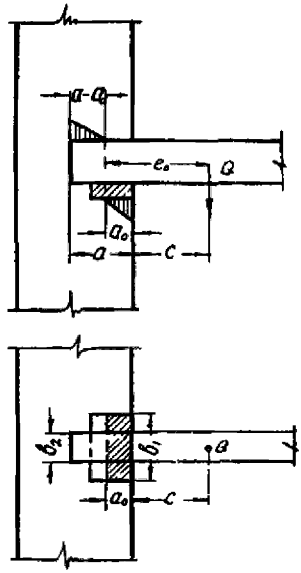



Рис. 20.

а) по напряжениям смятия кладки под балкой

$$Q \leqslant \frac{mm_к R_{см} ab_1}{\frac{3e_0}{a}\left(1+\frac{b_1}{b_2}\right)+\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}; \qquad 122$$

б) по напряжениям смятия кладки над балкой

$$Q \leqslant \frac{mm_к R_{см} ab_2}{\frac{3e_0}{a}\left(1+\frac{b_2}{b_1}\right)-\sqrt{\frac{b_2}{b_1}}}, \qquad 123$$

где $b_1$—ширина плиты под балкой;
$b_2$—ширина плиты над балкой или ширина балки (при отсутствии плиты сверху);
$e_0$—эксцентриситет силы $Q(e_0=c+a_0)$.

Полезная длина нижней плиты $a_0$ определяется по формуле

$$a_0=\frac{a}{1+\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \qquad 124$$

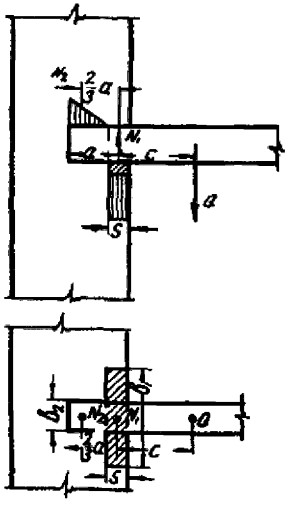
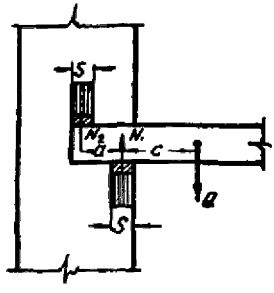



Рис. 21.







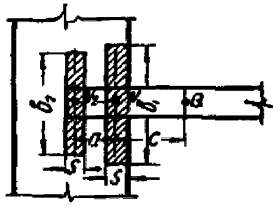



Рис. 22.

205. Статические схемы для расчета заделки концов балок с прокладками в виде узких балок показаны на рис. 21 и 22.

## Перемычки

206. Неармированные каменные перемычки (рядовые, клинчатые и арочные) не допускаются в стенах зданий, которые будут подвергаться значительным вибрационным или ударным воздействиям, а также в случае, когда возможна неравномерная осадка стен.

207. Максимальные пролеты неармированных каменных перемычек указаны в табл. 42.

**Максимальные пролеты перемычек в *м* из неармированной кладки при марке камня 75 и выше**

Таблица 42

| Марка раствора | Максимальные пролеты перемычек в *м* | | | |
|---|---|---|---|---|
| | рядовых | клинчатых | арочных при высоте подъема | |
| | | | $^1/_8$—$^1/_{12}$ пролета | $^1/_8$—$^1/_5$ пролета |
| 50—100 | 2,00 | 2,00 | 3,50 | 4,00 |
| 25 | 1,75 | 1,75 | 2,50 | 3,00 |
| 10 | — | 1,50 | 2,00 | 2,50 |
| 4 | — | 1,25 | 1,75 | 2,25 |

Примечания: 1. Максимальные пролеты перемычек из кирпича, бетонных и природных камней марок ниже 75 уменьшаются:
а) при марке камня 35—50—на 20%;
б) при марке камня 15—25—на 30%.
2. Арочные перемычки с пролетами больше указанных в табл. 46 конструируются и рассчитываются, как арки.

208. Наименьшая конструктивная высота неармированных каменных перемычек указана в табл. 43.

**Наименьшая конструктивная высота перемычек из неармированной кладки (в долях от пролета)**

Таблица 43

| 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.

209. В рядовых перемычках во избежание выпадения кирпичей или камней из нижнего ряда под ним необходимо укладывать в слой раствора толщиной 2—3 *см* пачечную или круглую сталь в количестве не менее одного стержня сечением 0,2 *см*$^2$ на каждые 13 *см* толщины стены.

210. При необходимости укладки концов балок на перемычку в пределах ее конструктивной высоты, а также в случае, если несущая способность расположенного под балками участка перемычки по расчету недостаточна, рекомендуется устройство железобетонных перемычек.

211. В крайних от угла здания рядовых, клинчатых и арочных перемычках, в случае, если угловые простенки имеют недостаточную ширину для восприятия распора, ставятся металлические затяжки, сечение которых принимается по расчету. Затяжка заделывается в кладку на глубину не менее 50 *см* от края проема.

212. Рядовые, клинчатые и арочные перемычки рассчитываются, как арки. При определении распора положение кривой давления от верха перемычки в замке и от низа перемычки в пятах принимается по табл. 44.

**Расстояние $d$ кривой давления в замке от верха перемычки и на опорах от низа перемычки (в долях от расчетной высоты перемычки $c$ )**

Таблица 44

| 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 | 0,10 | — |
| 50 | 0,12 | 0,15 |
| 25 | 0,15 | 0,20 |
| 10 | 0,20 | 0,25 |
| 4 | 0,25 | 0,30 |

**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 (включая высоту подъема перемычки).

213. Величина расчетного распора $H$ рядовых, клинчатых и арочных перемычек определяется по формулам:

а) в перемычках без затяжек

$$H = \frac{M}{c - 2d}; \qquad 125$$

б) в перемычках с затяжкой

$$H = \frac{M}{h_0 - d}, \qquad 126$$

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 (с коэффициентами перегрузки);

$c$—расчетная высота перемычки,

$h_0$—расстояние от верха расчетной части перемычки до оси затяжки;

$d$—расстояние до расчетных центров давления в замке и пятах перемычки в стадии разрушения по табл. 44.

**Примечания:** 1. Нагрузка от собственного веса перемычек учитывается в пределах их высоты, равной в летних условиях $^1/_3$ пролета, а в зимних условиях (для оттаивающей кладки), равной пролету.

2. Нагрузки на перемычки от балок и настилов перекрытий не учитываются, если они расположены в летних условиях выше квадрата кладки со стороной, равной пролету перемычки, и в зимних условиях (для оттаивающей кладки) выше прямоугольника кладки с высотой, равной двойному пролету перемычки в свету.

214. При расчете перемычек проверяется прочность кладки перемычки в замке и на опорах под действием возникающего в перемычке распора. Сила распора рассматривается как внецентренно приложенная в горизон-

тальном направлении с эксцентриситетом в соответствии с п. 212, равным

$$e_0 = \frac{c}{2} - d. \qquad 127$$

При этом расчет растянутой зоны перемычки по раскрытию трещин не производится.

215. При расчете крайних перемычек (у углов здания) необходимо дополнительно проверить прочность пяты на срез и прочность углового простенка при действии силы распора от перемычки $H$.

Прочность пяты перемычки на срез проверяется по формуле

$$H \leqslant m m_к (R_{ср} + 0{,}8 f \sigma_0) F, \qquad 128$$

где $F$ —площадь сечения углового простенка;

$R_{ср}$ —расчетное сопротивление кладки при срезе по неперевязанному шву;

$\sigma_0$ —среднее напряжение в угловом простенке от вертикальной нагрузки с коэффициентом перегрузки 0,9;

$f$—приведенный коэффициент трения по шву кладки (см. п. 41).

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 $e_{пр}$ по табл. 33(35) ($e_{пр} = 0{,}7y$).

216. Если сопротивление пяты срезу или углового простенка на внецентренное сжатие недостаточно, для восприятия распора в перемычках требуется установка затяжек. Сечение затяжек проверяется по формуле

$$H \leqslant m_а R_а F_а, \qquad 129$$

где $F_а$ —площадь сечения затяжки;

$m_а$ —коэффициент условий работы по п. 63(5.9).

217. Перемычки из сборных элементов рассчитываются на нагрузки 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 при кладке в летних условиях и целому пролету для кладки в зимних условиях (в стадии оттаивания).

**Примечание.** Разрешается при наличии соответствующих конструктивных мероприятий (выступы в сборных перемычках, выпуски арматуры и т. п.) учитывать совместную работу кладки с перемычкой.

218. Опалубка каменных перемычек (рядовых, клинчатых, арочных и железокирпичных) рассчитывается на давление от свежеуложенной кладки и на другие нагрузки по указаниям п. 217 для расчета сборных перемычек.

## Карнизы

219. При образовании карниза напуском рядов кладки общий вынос карниза не должен превышать половины толщины стены. При этом вынос каждого ряда не должен превышать $^1/_3$ длины камня или кирпича.

**Примечание.** При армировании прутками, расположенными в горизонтальных швах перпендикулярно к стене, вынос карниза может быть увеличен до $^3/_4$ толщины стен.

220. При малых выносах карнизов (до 20 *см*) и при отношении высоты парапетов к толщине менее 3 для кладки их применяются те же растворы, что и для кладки верхнего этажа. При большом выносе кирпичных карнизов, а также при отношении высоты парапетов к толщине более 3 марка раствора для кладки должна быть не ниже 25.

221. Если устойчивость карнизов и парапетов недостаточна, они 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.

При укреплении карнизов анкерами кладка может вестись на растворах низких марок; при этом сечение анкеров определяется с учетом пониженных коэффициентов условий работы [см. п. 63(5.9)].

Если концы анкеров закрепляются отдельными шайбами, то расстояние между анкерами не должно превышать 2 *м*. При закреплении концов анкеров за продольную полосу, балку или за концы прогонов расстояние между анкерами может быть увеличено до 4 *м*.

Анкеры должны приниматься такой длины, чтобы их заделка располагалась на 15 *см* ниже того сечения, где они требуются по расчету.

При чердачных перекрытиях по железобетонным балкам рекомендуется концы анкеров заделывать в балках перекрытия.

В сборных карнизах из железобетонных элементов должна быть обеспечена в процессе возведения устойчивость каждого элемента.

222. Анкеры должны располагаться, как правило, внутри кладки, на расстоянии в $^1/_2$ кирпича от поверхности стены. Анкеры, расположенные снаружи кладки, должны быть защищены от коррозии и от огня при пожаре слоем цементной штукатурки толщиной 3 *см* (считая от поверхности анкера).

При кладке на растворах марки 10 и ниже анкеры должны закладываться в борозды с последующей заделкой их бетоном.

223. Расчет карнизов и парапетов производится на внецентренное сжатие для двух стадий готовности здания:

а) для незаконченного здания, когда отсутствуют крыша и чердачное перекрытие;

б) для законченного здания.

224. При расчете карниза для незаконченного здания принимаются следующие нагрузки:

а) собственный вес карниза и вес опалубки (для монолитных железобетонных и железокирпичных карнизов), если она поддерживается консолями или подкосами, укрепленными в кладке;

б) нагрузка по краю карниза в 100 *кг* на 1 *пог. м* карниза или на 1 элемент сборного карниза, если он имеет длину менее 1 *м*;

в) ветровая нагрузка на внутреннюю сторону стены на уровне выше соседних стен.

**Примечания:** 1. Если по проекту концы анкеров заделываются в балках чердачного перекрытия, 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. При расчете по I стадии учитывается возможность обрушения карниза при неотвердевшей кладке в соответствии с указанием п. 162. При прочности раствора менее 50% от проектной не учитывается сцепление раствора с камнем и принимается наиболее невыгодная по условиям перевязки линия обрушения карниза.

3. При расчете карниза для незаконченного здания коэффициент условий работы принимается по указанию примечания 1 к п. 63(5 9).

225. При расчете карниза для законченного здания принимаются следующие нагрузки:

а) вес всех элементов здания как создающих опрокидывающий момент, 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 10,5 *м* (трехэтажные жилые здания) должна учитываться нагрузка на край карниза (или на специальные устройства) от двух блоков подвесной люльки в 500 *кг* на один блок (при расположении лебедки внизу) при расстоянии между блоками 2 *м*; для зданий меньшей высоты принимается нагрузка на край карниза в 150 *кг* на 1 *пог. м* или на один элемент сборного карниза;

в) ветровая нагрузка.

Примечания: 1. Снеговая нагрузка при расчете карниза не учитывается, так как он покрывается установленными выше временными нагрузками.

2. Нагрузки от блоков подвесной люльки могут быть при расчете распределены на длину карниза до 2 *м*, если конструкция карниза допускает такое распределение.

3. При наличии временной нагрузки на краю карниза расчетная ветровая нагрузка может быть снижена на 50%.

226. Сечение анкера разрешается определять по усилию S для сечения с наибольшим расчетным моментом *M*, вычисленному приближенно по формуле

$$S = \frac{M}{0{,}85\,h_0}, \qquad 130$$

где $h_0$ — расстояние от сжатого края сечения стены до оси анкера (расчетная высота сечения).

227. При расчете карнизов кладка проверяется на внецентренное сжатие. В случае эксцентриситета более $0{,}7y$ (но не более $0{,}9y$) при отсутствии анкеров, а также при наличии анкеров в сечении на уровне их заделки производится проверка на появление трещин в растянутой зоне по формуле 90 (2.30).

228. Во всех случаях, когда через анкеры передаются большие усилия: при тяжелых карнизах, при групповом закреплении анкерами сборных элементов, при редком расположении анкеров (более 2 *м*) и т. п., должны быть проверены расчетом все узлы передачи усилий (места заделки анкеров, анкерных балок и т. п.).

## Фундаменты, цоколи и стены подвалов

229. Толщина фундаментов и стен подвалов принимается: из бутовой кладки—стены не менее 50 *см*, столбы сечением не менее 60×60 *см*; из бутобетона—стены не менее 35 *см*, столбы сечением не менее 40×40 *см*.

*Примечания: 1. При применении бута-плитняка, а также* если строительство выполняется мастерами высокой квалификации по кладке из природного камня, допускаются меньшие толщины конструкций из бутовой кладки (до 30 *см*).

2. Рекомендуется сильно нагруженные простенки и столбы выполнять из кладки «под скобу».

230. Переход от одной глубины заложения фундамента к другой производится уступами. При плотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1 : 1 и высота уступа—не более 1 *м*. При неплотных грунтах отношение высоты уступа к его длине должно быть не более 1 : 2 и высота уступа—не более 0,5.

Уширение фундаментов к подошве производится уступами.

Высота уступа принимается для бутовой кладки в 2 ряда кладки, что составляет в зависимости от крупности камня 35—60 *см*, для бутобетона—не менее 30 *см*. Ширина уступа назначается с таким расчетом, чтобы отношение высоты к ширине было не менее указанного в табл. 45.

**Минимальные отношения высоты уступов фундамента к их ширине для бутовых и бутобетонных фундаментов**

Таблица 45

| Марка раствора или бетона | Давление на грунт $\sigma$ | |
|---|---|---|
| | $\sigma \leqslant 2$ *кг/см²* | $\sigma > 2{,}5$ *кг/см²* |
| 50—100 | 1,25 | 1,50 |
| 10—35 | 1,50 | 1,75 |
| 4 | 1,75 | 2,00 |

Примечание. Проверка уступов расчетом на изгиб и срез не требуется.

231. Предел прочности бутовой и бутобетонной кладки при проектировании фундаментов, когда это возможно по срокам возведения здания и ввода его в эксплуатацию, принимается для трехмесячного возраста кладки.

232. При расчете подвальных стен учитывается боковое давление земли и находящейся в поверхности земли нагрузки. При отсутствии специальных требований нагрузка на поверхности принимается 1000 *кг/м*$^2$.

### Тонкостенные сводчатые покрытия

233. Для кладки сводов применяются:

а) кирпич глиняный (сплошной или дырчатый) и силикатный кирпич марки не ниже 75 при пролете сводов до 18 *м* и не ниже 100 при бо́льших пролетах;

б) камни, плиты и крупные элементы из легкого и тяжелого бетона, а также природные камни марки не ниже 50 при пролете сводов до 18 *м* и не ниже 75 при бо́льших пролетах.

Примечания: 1. Применение бетонных камней, изготовленных на топливных шлаках от сжигания бурых и смешанных углей, в кусках для кладки сводов не допускается.

2. При пролете сводов до 12 *м* допускается применение природных камней марки не ниже 25, причем толщина сводов должна быть не менее 9 *см*.

234. Кладку сводов двоякой кривизны толщиной в $^1/_4$ кирпича следует вести на растворе марки 50. Своды толщиной в $^1/_2$ кирпича выкладываются на растворе марки не ниже 25. Для кладки сводов большей толщины, а также для цилиндрических сводов допускается применение раствора марки 10.

Кладку пят сводов двоякой кривизны (верхние части стен в пределах 6—7 рядов кладки ниже уровня примыкания свода) следует вести на растворе марки 50.

235. Статический расчет сводов цилиндрических и двоякой кривизны разрешается производить по условной расчетной схеме, как плоской двухшарнирной арки. Для сводов двоякой кривизны в расчет вводится поперечное сечение одной волны свода. При расчете сводов подлежат проверке: сечение свода, сечение затяжек и опорный узел.

Расчет свода производится на внецентренное сжатие в сечениях с максимальным расчетным изгибающим моментом согласно пп. 72(7.11), 73(7.12) и 112(9.2).

При определении коэффициента продольного изгиба $\varphi$ расчетная длина свода $l_0$ принимается равной 0,5 $s$, где $s$ —длина оси свода. При больших эксцентриситетах ко-

эффициент продольного изгиба $\varphi$ для части площади сечения $F_c$ определяется с учетом фактически имеющегося защемления сводов в опорных узлах по расчетной длине свода $l'_0 = 0{,}5 l_0 = 0{,}25\ s$. В сводах двоякой кривизны радиус инерции для части площади сечения $F_c$ принимается равным $r_c \approx 0{,}29\ h_c$, где $h_c$ — высота площади сечения $F^c$, определяемая по формулам, приведенным в приложении VI.

236. Расчет сводов производится по расчетным нагрузкам для двух случаев загружения:

1) при временной нагрузке на всем пролете свода; при этом собственный вес конструкций принимается с коэффициентом перегрузки 1,1, а нагрузка от утепляющих плит и засыпок—с коэффициентом 1,2;

2) при временной нагрузке на половине пролета; при этом собственный вес конструкции и утепления принимается с коэффициентом 0,9.

237. Расчетные изгибающие моменты, вызываемые удлинением затяжек, обжатием свода и смещением пят, следует учитывать только от нагрузок, действующих на свод после его раскружаливания (вес утеплителя, кровли, фонарей, снеговой нагрузки и т. п.).

238. При расчете опорных узлов сводов с затяжками учитывается изгибающий момент, вызванный внецентренным расположением затяжек относительно точки пересечения осей, проходящих через центр тяжести сечений свода и стен.

Величина эксцентриситета приложения нормальной силы в верхней части стены $e_0 = \frac{M}{N}$ должна быть не более $0{,}7y$, где $M$—расчетный изгибающий момент, а $N$—вертикальная опорная реакция свода и вес верхней части стены, расположенной выше расчетного сечения; $y$—расстояние от оси стены до края сечения в сторону эксцентриситета.

Уменьшение расчетного изгибающего момента от внецентренного расположения затяжек достигается путем устройства выносных пят с внутренней стороны стен.

239. При определении усилий в затяжках модуль упругости кладки сводов $E'$ принимается равным $0{,}5\ E_0$ [см. пункт 37(3.13)]. Сечение затяжек проверяется расчетом в соответствии с НиТУ проектирования стальных конструкций (НиТУ 121-55).

## XII. ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, ВОЗВОДИМЫХ В ЗИМНЕЕ ВРЕМЯ

### Общие указания

240. Каменные работы в зависимости от вида кладки и характера ее работы в конструкции могут выполняться в зимнее время различными способами, а именно:

а) способом замораживания, при котором допускаются раннее замерзание раствора кладки и последующее его оттаивание в естественных условиях, учитываемые в расчетах прочности и устойчивости кладки;

б) способом замораживания с последующим искусственным полным или частичным оттаиванием кладки и выдерживанием ее при положительной температуре в течение определенного времени, обеспечивающего начальное твердение раствора кладки, до приобретения им минимально необходимой прочности;

в) способом замораживания с применением растворов с химическими добавками (противоморозных), обеспечивающих повышенную монолитность и устойчивость кладки после ее оттаивания, повышенное сцепление облицовки с кладкой, а также частичное твердение раствора в процессе выдерживания на морозе и оттаивания кладки, приводящее к уменьшенной ее осадке при оттепелях;

г) с применением электропрогрева или паропрогрева свежевозведенной, незамерзшей кладки в течение времени, обеспечивающего начальное твердение раствора кладки, до приобретения им минимально необходимой прочности;

д) с применением быстро твердеющих растворов на смешанном цементе, накапливающих значительную прочность к моменту оттаивания кладки;

е) в тепляках, обеспечивающих твердение кладки в незамерзшем состоянии, при котором раствор ее приобретает минимально необходимую прочность.

241. Основным способом возведения зимней каменной кладки из камней правильной формы в зимних условиях является способ замораживания. Этот способ допускается также для кладки из постелистого бутового камня. Раннее замораживание кладки при возведении ее способами, указанными в п. 240, «а», «б» и «в», приводит к изменению ее последующих физико-механических свойств, а именно:

а) к понижению сцепления между раствором и каменным материалом;

б) к значительному понижению прочности и устойчивости кладки в период ее первого оттаивания;

в) к понижению последующей прочности оттаявшего раствора.

242(10.1). Зимняя кладка на обыкновенных растворах методом замораживания не допускается:

а) для конструкций из бутобетона и рваного бута;

б) для конструкций, подвергающихся в стадии оттаивания воздействию вибрации или значительных динамических нагрузок;

в) при эксцентриситетах, бо́льших 0,25 $y$ (где $y$—расстояние от центра тяжести сечения до края сечения в сторону эксцентриситета), и при больших поперечных нагрузках (более 0,1 от продольных нагрузок) в стадии оттаивания.

Примечание. Для фундаментов и стен подвалов допускается зимняя кладка из рваного бутового камня на растворах со специальными химическими добавками.

243. Бутобетонные конструкции должны возводиться в зимнее время способами последующего замораживания, которые могут обеспечить накопление бетоном до замерзания не менее 50% его проектной прочности (способом термоса, в термоактивной опалубке, в тепляках и т. п.).

Фундаменты из рваного бутового камня могут возводиться в зимнее время в тепляках. Для зданий высотой до трех этажей допускается кладка фундаментов без тепляков из постелистого камня на цементных и смешанных растворах марки не ниже 25 с затворением их водным раствором хлористого кальция или хлористого натрия (поваренной соли). Концентрация воды затворения должна приниматься: при хлористом кальции—7% по весу и при хлористом натрии—5% по весу; при этом кладка должна вестись враспор со стенками траншей или с засыпкой пазух траншей по ходу кладки талым грунтом, а при кладке стен подвалов внутренняя поверхность их должна облицовываться кирпичом.

Допускается возведение отдельных, сильно нагруженных, конструкций из рваного бутового камня с применением электродного или других способов искусственного прогрева до начала замерзания кладки с соблюдением требований специальных инструкций.

244. Каменные конструкции, подвергающиеся в период оттаивания воздействию вибраций или значительным ударным нагрузкам, а также возводимые в сейсмических районах при расчетной сейсмичности 9 баллов или работающие с эксцентриситетами больше 0,25$y$, должны возводиться в зимнее время способами последующего замораживания, обеспечивающими накопление раствором до момента замерзания не менее 20% прочности от проектной марки, как, например, с применением искусственных методов прогрева или в тепляках. Допускается также возведение этих же конструкций на специальных растворах, твердеющих на морозе. При применении этих растворов надлежит руководствоваться соответствующими инструкциями.

245. При возведении стен способом замораживания допускается производить одновременно облицовку их штучными материалами (ребристыми плитами, керамическими камнями, кирпичом и т. п.), конструктивно связанными с кладкой стены, заделкой ребер, тычками кирпичной облицовки и тому подобными креплениями.

При облицовке из плит между последними должны оставаться пустые горизонтальные швы на осадку или швы с упругими прокладками (картон, рубероид в 2 слоя и т. п.), допускающими осадку облицовки в размере не менее 0,5% от высоты плиты.

Облицовка стен плоскими плитами, прикрепляемыми к кладке стен раствором (сцеплением) и анкерами, при кладке методом замораживания на обыкновенных растворах запрещается.

Допускается производить облицовку стен без тепляков на специальных растворах, твердеющих на морозе, руководствуясь при этом соответствующими инструкциями.

246 (10.2). Марки растворов для зимней кладки, выполняемой способом замораживания, должны быть не ниже:

| | |
|---|---|
| а) для кладки из кирпича и камней правильной формы | |
| стен и фундаментов | 10 |
| столбов | 25 |
| карнизов и рядовых перемычек | 50 |
| б) для кладки из бута | |
| фундаментов и стен | 25 |
| столбов | 50 |

Примечание. Марка раствора для конструкций, возводимых с искусственным обогревом и в тепляках, должна быть не ниже 25.

Для зимней кладки фундаментов, столбов и стен, возводимых методом замораживания, применяются цементно-известковые и цементно-глиняные пластичные растворы с осадкой конуса СтройЦНИЛ 7—8 *см* для кирпичной кладки, 5—6 *см* — для бутовой (при ручной кладке) и 2—3 *см*—для бутовой, укладываемой вибраторами.

247. Не допускается применение для зимней кладки фундаментов, столбов и стен, возводимых методом замораживания, известково-песчаных, известково-глиняных и глиняных растворов.

Примечание. Для кладки печей, защищенных от увлажнения, допускается применение глиняных растворов при условии выполнения из них тонких швов (не более 5 *мм*).

248 (10.7). Отношение $\beta$ высоты этажа $H$ к толщине стен и столбов $a$ не должно превышать предельного значения $\beta$, установленного для соответствующих групп кладок в пп. 125 (6.5)—129 (6.9):

а) для кладки законченного здания с учетом понижения марки раствора, подвергшегося замораживанию [п. 254 (10.4)];

б) для кладки в стадии оттаивания с учетом марки раствора в стадии оттаивания по указаниям п. 255 (10.5).

Примечания: 1. Предельные отношения $\beta$ свободно стоящих центрально загруженных стен, столбов и парапетов без временного крепления в период оттаивания не должны превышать $^1/_2$ предельных значений по п. 125(6.5)—128(6.8).

2. Если отношения $\beta$ высоты этажей к толщине стен и столбов в стадии оттаивания превышают предельные, при возведении их должно производиться временное крепление, о чем должны быть сделаны соответствующие указания на рабочих чертежах проекта для зимних условий.

249. Ограничения по применению зимней кладки методом замораживания, указанные в п. 242 (10.1), могут быть снижены при принятии особых мер для повышения устойчивости зимней кладки в период оттаивания.

При кладке конструкций способами, обеспечивающими накопление раствором прочности к моменту оттаивания

в размере не менее 20% от *проектной марки, ограничения*, перечисленные в пп. 242 (10.1) и 245, могут не учитываться.

250. Определение прочности, накапливаемой раствором в зависимости от длительности срока выдерживания его при положительной температуре и средней величины этой температуры, может определяться по табл. 46.

**Прочность цементных и смешанных растворов, твердеющих при различных температурах, в % от их 28-дневной прочности при $t = +15°$**

Таблица 46

| Возраст кладки в днях | Температура твердения в град. | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| 1 | 1 | 6 | 6 | 10 | 14 | 19 | 24 | 29 | 34 | 40 | 45 |
| 1,5 | 2 | 4 | 10 | 15 | 20 | 26 | 33 | 39 | 46 | 54 | 65 |
| 2 | 3 | 8 | 13 | 19 | 25 | 32 | 40 | 48 | 57 | 67 | 80 |
| 3 | 5 | 12 | 19 | 26 | 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 | 100 | 110 | — | — | — | — | — |

251. Для упрочнения зимней кладки в стадии оттаивания и для выполнения внутренних отделочных работ в каменных зданиях, возведенных методом замораживания, допускается применять внутреннее отогревание стен с использованием возведенной части здания в качестве объемного тепляка. Отогревание должно производиться поэтажно или по секциям, разделенным осадочными швами.

252. Глубина оттаивания наружных стен в зависимости от соотношения средних температур *воздуха внутри* помещения и наружной может устанавливаться по табл. 47.

**Глубина оттаивания зимней кладки наружных стен при одностороннем их отогревании (в % от толщины стены)**

Таблица 47

| Расчетные температуры воздуха в град. | | Глубина оттаивания кладки (в % от толщины стен) при толщине стен | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 2 кирпича | | | | $2\frac{1}{2}$ кирпича | | | | 3 кирпича | | | |
| | | при продолжительности оттаивания (в днях) | | | | | | | | | | | |
| наружные | внутренние | 5 | 10 | 15 | 28 | 5 | 10 | 15 | 28 | 5 | 10 | 15 | 28 |
| —5 | +5 | 20 | 25 | 30 | 35 | 15 | 25 | 30 | 35 | 15 | 20 | 25 | 35 |
| —5 | +15 | 60 | 60 | 65 | 70 | 40 | 55 | 60 | 70 | 35 | 50 | 55 | 70 |
| —5 | +25 | 65 | 75 | 80 | 80 | 55 | 70 | 75 | 80 | 50 | 65 | 70 | 80 |
| —15 | +5 | — | — | — | — | — | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 10 | 10 |
| —15 | +15 | 30 | 30 | 35 | 35 | 25 | 30 | 35 | 35 | 25 | 30 | 35 | 35 |
| —15 | +25 | 40 | 45 | 45 | 45 | 35 | 45 | 50 | 50 | 45 | 45 | 50 | 50 |
| —25 | +5 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| —25 | +15 | 10 | 15 | 15 | 15 | 10 | 15 | 20 | 20 | 15 | 20 | 20 | 20 |
| —25 | +25 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 35 | 35 | 30 | 30 | 35 | 35 |

## Расчет зимней кладки

253 (10.3). Расчет несущей способности конструкций зимней кладки, возводимой способом замораживания, должен производиться для следующих стадий готовности зданий:

а) основной расчет—для законченного здания, в возрасте 28 дней после оттаивания;

б) дополнительная проверка несущей способности конструкций в стадии первого оттаивания.

*Примечание. Расчет несущей способности конструкций зимней кладки из крупных блоков производится, как кладки для летних условий. Расчет в стадии оттаивания не требуется .*

254 (10.4). Основной расчет неармированных и армированных кладок должен производиться с учетом следующих указаний:

а) расчетная марка раствора должна приниматься на одну ступень ниже летней того же раствора, при этом все расчетные величины принимаются для этой пониженной марки раствора;

б) должны вводиться дополнительные (сверх указанных в разделе V) коэффициенты условий работы, указанные в табл. 48 (36), учитывающие влияние понижения сцепления обыкновенного раствора с камнем и арматурой в результате раннего замораживания кладки.

Коэффициенты условий работы $m'$, учитывающие влияние понижения сцепления обыкновенного раствора с камнем и арматурой в результате раннего замораживания кладки.

Таблица 48(36)

| № п/п | Условия кладки | Коэффициенты условий работы кладки $m'_к$ | Коэффициенты условий работы арматуры $m'_а$ |
|---|---|---|---|
| | | а | б |
| 1 | Сжатие кладки из кирпича и камней правильной формы | 1,00 | — |
| 2 | Сжатие бутовой кладки | 0,80 | — |
| 3 | Растяжение, изгиб, срез по швам всех видов | 0,50 | — |
| 4 | Использование сетчатого армирования в стадии оттаивания [формулы 33 (2.15) и 35 (2.25 ] | — | 0,50 |
| 5 | Использование сетчатого армирования после отвердения оттаявшей кладки (через 28 дней твердения при положительной температуре) [формулы 33 (2.15) и 35 (2.25)] | — | 0,67 |

255 (10.5). Расчет в стадии оттаивания должен производиться с учетом следующих указаний:

а) расчетные марки обыкновенных растворов и растворов с добавками хлористого кальция или поваренной соли в стадии оттаивания должны приниматься согласно табл. 49 (37);

**Расчетные марки обыкновенных растворов и растворов с добавками $CaCl_2$ и $NaCl_2$ для зимней кирпичной кладки в стадии оттаивания**

Таблица 49(37)

| № п/п | Марка раствора | Расчетная марка раствора в стадии оттаивания для кирпичных стен при толщине в см | | | для кирпичных столбов при размере меньшей стороны в см | | для стен из легкобетонных камней при толщине в см | | | для кладки из постелистого и равного фута |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 51 и более | 38 | 25 | 51 и более | 38 | 39 | 29 | 19 | |
| | | а | б | в | г | д | е | ж | з | и |
| 1 | 100 | 4 | 2 | 0 | 10 | 4 | 4 | 2 | 0 | 0 |
| 2 | 50 | 2 | 0 | 0 | 4 | 2 | 2 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 25—10 | 0 | 0 | 0 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

б) расчетные марки хлорированных растворов (с применением хлорной извести) в стадии оттаивания должны приниматься согласно табл. 50 (38);

**Расчетные марки хлорированных растворов (на хлорной извести) для зимней кладки в стадии оттаивания**

Таблица 50(38)

| № п/п | Марка раствора | Расчетная марка раствора в стадии оттаивания | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | для кирпичных стен при толщине в *см* | | | для кирпичных столбов при размере меньшей стороны в *см* | | для стен из легкобетонных камней при толщине в *см* | | | для кладки из пустотелого и рядового бута |
| | | 51 и более | 38 | 25 | 51 и более | 38 | 39 | 29 | 19 | |
| | | а | б | в | г | д | е | ж | з | и |
| 1 | 100 | 10 | 4 | 2 | 10 | 10 | 10 | 4 | 2 | 2 |
| 2 | 50 | 4 | 2 | 2 | 10 | 4 | 4 | 2 | 2 | 2 |
| 3 | 25—10 | 2 | 2 | 2 | 4 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |

в) коэффициент условий работы при сетчатом армировании кладки на обыкновенных растворах должен умножаться на дополнительный коэффициент $m'_a$ по табл. 48 (36).

256 (10.6). При проверке прочности зимней кладки в стадии оттаивания и последующего твердения применяется коэффициент условий работы, равный 1,25 [согласно примечанию к п. 61 (5.7)].

257. Расчет несущей способности конструкций зимней кладки, возводимых методами последующего замораживания, т. е. обеспечением положительной температуры для начального твердения раствора (кладка с электропрогревом, паропрогревом, в тепляках и др.), производится, исходя из прочности раствора, которую он имеет в рассматриваемой стадии твердения кладки. Прочность раствора определяется при проектировании по классу работы А испытанием контрольных кубиков раствора, закладываемых в гнезда кладки и твердеющих в условиях режима твердения кладки, и при проектировании по классу работы Б—расчетным путем по указаниям табл. 46.

Дополнительные коэффициенты условий работы, указанные в табл. 48 (36) для кладок, возводимых методами

ми, перечисленными в настоящем параграфе, при расчете несущей способности конструкций не учитываются.

258. Расчет несущей способности каменных стен, возводимых методом замораживания и подвергающихся одностороннему искусственному оттаиванию, для случая центрального сжатия производится, как для конструкций на растворе марки 0, путем умножения на коэффициенты упрочнения $\omega$, указанные в табл. 51, зависящего от глубины оттаивания стен и от прочности раствора на внутренней грани стены.

**Значения коэффициентов упрочнения кладки $\omega$ при одностороннем отогревании**

Таблица 51

| Прочность отогретого раствора на внутренней грани стены в $кг/см^2$ | Глубина оттаивания стен в % от общей толщины | | |
|---|---|---|---|
| | 20—39 | 40—59 | 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. Несущая способность конструкций, определенная по указаниям п. 244, не должна быть выше такой же, определенной, исходя из проектной марки растворов.

2. Несущая способность стен толщиной 2 кирпича и более, определенная по указаниям п. 244, принимается не менее получаемой при марках раствора, указанных в табл. 49(37) и 50(38).

3. Глубина оттаивания стен определяется по табл. 47.

4. Прочность раствора на внутренней грани стены определяется в зависимости от времени оттаивания стен и температуры по табл. 46.

259. При внецентренном сжатии стены, отогревавшейся с одной стороны, величина эксцентриситета в сторону отвердевшего слоя принимается в пределах, установленных для такой же летней кладки. Расчет стен в этом случае допускается производить на центральное сжатие вследствие погашения эксцентриситета смещением упругой оси в сечении. Эксцентриситет в сторону неоттаявшей части стены допускается не более $0{,}25y$.

Коэффициенты продольного изгиба для стен, отогретых с одной стороны, для стадии оттаивания принимаются:

а) при глубине оттаивания менее 30% толщины стены, как для кладки на растворе, марка которого определяет-

ся по табл. 49 (37) и 50 (38) в зависимости от общей толщины стены; б) при глубине оттаивания более 30% толщины стены, как для кладки на растворе приведенной средней прочности, достигнутой при отогревании, но не ниже получаемых при марках раствора, указанных в табл. 49 (37) и 50 (38).

260. При расчете балок, поддерживающих каменные стены в стадии оттаивания, принимается нагрузка от веса опирающейся на них кладки на высоту, равную пролету балки. При большой высоте стен зимней кладки, поддерживаемых балками, вместо увеличения сечения балок и усиления опорных участков кладки рекомендуется производить уменьшение их расчетного пролета при помощи установки временных поддерживающих стоек на клиньях на период оттаивания и первоначального твердения кладки.

Допускается также применение электропрогрева участка кладки над балками высотой не менее $^1/_2$ пролета, обеспечивающего накопление раствором прочности в размере не ниже 50% от его марки.

Расчет опор под прогонами, балками и другими местными нагрузками на местное сжатие (смятие) производится в стадии оттаивания по расчетному сопротивлению при сжатии без учета повышения этого сопротивления при местном сжатии.

261. Если каменные конструкции, выполненные методом замораживания, в стадии оттаивания обладают недостаточной несущей способностью, они должны временно усиливаться на период оттаивания или до момента оттаивания подвергаться искусственному обогреванию, обеспечивающему требуемую расчетом прочность кладки.

### Конструктивные требования

262. При возведении каменных зданий методом замораживания стены и столбы должны укрепляться в поперечном направлении при помощи следующих мероприятий.

а) Укладкой на уровне междуэтажных перекрытий стальных связей из 12-*мм* арматуры в углах и в местах примыканий и пересечений стен. Связи должны заходить в каждую из примыкающих стен на 1—1,5 *м* и заканчиваться на концах анкерами. При высоте зданий до 4 этажей связи устанавливают через один этаж; при более высоких зданиях, а также при высоте этажа более

4 *м*—в уровне перекрытия каждого этажа. В стенах зданий, предназначаемых для искусственного оттаивания, связи укладывают не реже чем через 2 *м* по высоте.

б) Своевременной укладкой балок и прогонов перекрытий, сразу же после окончания кладки каждого этажа, с заанкериванием их концов в кладке стен и устройством накатов или подшивки перекрытий. Анкеры прогонов междуэтажных перекрытий должны отстоять друг от друга на расстояние не более 10 *а* (где *а*—толщина стены). Анкеры прогонов и ферм верхних покрытий при стенах толщиной до 40 *см* должны отстоять друг от друга не более 6 *м*, а при более толстых стенах—не более 15 *а*. Анкеры балок должны располагаться не реже 2 *м*.

При монолитных железобетонных внутренних конструкциях, бетонируемых после возведения стен, необходимо своевременно выполнять опалубку с использованием ее для временного крепления стен. Опалубка в этом случае должна связываться со стенами анкерами.

в) При наличии каркаса—прикреплением стен, самостоятельно стоящих на собственных фундаментах, к каркасу гибкими связями, устанавливаемыми не реже чем через 8 *а* по высоте. При опирании заполнений на ригели каркаса стены должны быть связаны со стойками проволочными выпусками, заделываемыми в кладку.

г) Установкой в стенах облегченных систем без тычковой перевязки дополнительных поперечных металлических скоб (помимо связей в углах, в местах пересечений стен), расположенных по длине не реже чем через 1,5 *м* и по высоте—не реже чем через 0,5 *м*, или укладкой сеток, расположенных не реже 1 *м* друг от друга по высоте.

263. При наличии в зданиях кирпичных стен, возводимых методом замораживания, и железобетонного каркаса или других элементов неизменной высоты необходимо учитывать возможность осадки кладки при ее оттаивании.

Величина средней расчетной осадки стен зимней кладки при ее первом оттаивании, возведенных с соблюдением технических условий на производство кладки в зимних условиях, принимается в размере (на 1 *м* высоты):

а) для кладки из кирпича и бетонных камней—0,5 *мм*;

б) для бутовой кладки — 1—2 *мм*.

В местах примыкания стен зимней кладки к элементам постоянной высоты должны устраиваться осадочные швы,

и крепление должно осуществляться посредством гибких связей или другими способами.

Примечание. Зимняя кладка, подвергшаяся воздействию длительных оттепелей, может рассматриваться в последующем как практически не дающая осадок.

264. Карнизы и пояски с выносом до 20 *см* могут выкладываться постепенным напуском тычковых рядов кирпича на растворе марки не ниже 25.

Карнизы с большим выносом необходимо выкладывать по железобетонным консолям. Консольные несущие элементы заделываются зимой в процессе кладки.

265. При опирании прогонов каркаса на кирпичные стены или столбы, возведенные методом замораживания, рекомендуется разрезать прогоны в крайних панелях.

266. При возведении каменных зданий методом последующего замораживания укрепление стен в поперечном направлении при помощи мероприятий, перечисленных в п. 262, «а» и «г», является не обязательным.

Такие здания возводятся с соблюдением общих указаний для летних условий.

267 (10.8). Рабочий проект здания или сооружения, каменные конструкции которого подлежат возведению способом замораживания, должен содержать следующие дополнительные данные:

а) предельные высоты стен, которые могут быть допущены в период оттаивания и начального их твердения;

б) указания о необходимости устройства временных креплений отдельных элементов конструкций в период оттаивания;

в) указания о способах повышения прочности элементов конструкций в процессе возведения здания или сооружения, если необходимость таковых будет установлена расчетом конструкций, в стадии оттаивания.

Примечания: 1. При использовании для строительства в зимних условиях проектов, составленных для летних условий, несущие каменные конструкции должны быть проверены расчетом в соответствии с указаниями пп. 253(10.3)—266.

При этом в рабочих чертежах должны быть сделаны указания о частичном повышении марок раствора и о других мероприятиях по усилению отдельных элементов конструкций, прочность или устойчивость которых окажется в результате проверки недостаточной.

2. Рабочие чертежи, по которым может осуществляться кладка методом замораживания, должны иметь надпись о произведенной проверке конструкций кладки для ее возведения в зимних условиях.

По проектам, не имеющим такой надписи, производство кладки способом замораживания запрещается.

*ПРИЛОЖЕНИЕ 1*

## ВИДЫ И МАРКИ КАМНЕЙ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

| № п/п | Наименование камня | Объемный вес камня в сухом состоянии брутто в *кг/м*³ | Предел прочности камня при сжатии брутто в *кг/см*² (марка—обычные пределы) | Возможная пониженная и повышенная марки камня | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | |
| 1 | **Камни бетонные сплошные легкие:** | | | | |
| | а) на топливном шлаке . . . . . | 1 200—1 900 | 35—75 | — | 100 |
| | б) на доменной гранулированном шлаке . . . . . | 1 500—2 100 | 35—75 | — | 100 |
| | в) на горных породах . . . . . | 1 800—2 100 | 35—75 | — | 100 |
| | г) на пемзе . . | 1 000—1 400 | 35—75 | 25 | 100 |
| 2 | **Камни бетонные пустотелые:** | | | | |
| | а) из бетона на гравии или щебне . . . . . | 1 100—1 900 | 30—75 | 35 | 100 |
| | б) на топливном шлаке . . . . . | 800—1 400 | 35—50 | — | 75 |
| | в) на гранулированном доменном шлаке . . . . . | 1 000—1 600 | 35—75 | — | 100 |
| 3 | **Камни бетонные сплошные тяжелые:** | | | | |
| | а) на гравии или щебне тяжелых пород . . . . . | 2 100—2 400 | 75—100 | 50 | 150—200 |
| | б) на кирпичном или известняковом щебне . . . | 1 800—2 100 | 50—75 | 35 | 100 |

*Продолжение приложения*

| № п/п | Наименование камня | Объемный вес камня в сухом состоянии брутто в кг/м³ | Предел прочности камня при сжатии брутто в кг/см² (марка—обычные пределы) | Возможная понижения и повышения марки камня | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | |
| 4 | Кирпич глиняный пустотелый пластического прессования (дырчатый и пористо-дырчатый) . . . . | 1 250—1 450 | 75—100 | 50 | 150 |
| 5 | Кирпич глиняный пустотелый полусухого прессования . . . . | 1 400—1 500 | 75—100 | 50 | — |
| 6 | Кирпич легковесный (пористый и трепельный) . . | 700—1 400 | 50—75 | 35 | 100 |
| 7 | Кирпич глиняный обыкновенный пластического прессования . . . | 1 700—1 900 | 75—150 | 50 | 200—300 |
| 8 | Кирпич глиняный обыкновенный полусухого прессования . . . | 1 800—2 000 | 75—150 | — | 200—300 |
| 9 | Кирпич силикатный | 1 800—2 000 | 75—150 | — | 200—300 |
| 10 | Кирпич шлаковый | 1 200—1 400 | 50—75 | 25 | — |
| 11 | Камни керамические пустотелые с вертикальными пустотами . . . | 1 100—1 400 | 75—100 | 50 | 150 |
| 12 | Камни гипсобетонные . . . | 1 000—1 500 | 35—50 | — | — |
| 13 | Грунтобдоки повышенной водостойкости (с добавками) . . . . | 1 500—1 800 | 10—15 | — | 25 |
| 14 | Саман . . . . | 1 200—1 500 | 15—25 | — | — |
| 15 | Кирпич сырцовый . | 1 700—1 800 | 15—25 | — | 35 |
| 16 | Туф закавказский . | 1 100—1 500 | 35—75 | 25 | 100 |
| 17 | Известняк ракушечник: | | | | |
| | а) одесский, крымский и северокавказский | 1 000—1 300 | 7—15 | 4 | 35 |
| | б) керченский | 1 200—1 500 | 10—25 | 7 | — |

*Продолжение приложения I*

| № п/п | Наименование камня | Объемный вес камня в сухом состоянии брутто в *кг/м³* | Предел прочности камня при сжатии брутто в *кг/см²* (марка—обычные пределы) | Возможная пониженная и повышенная марки камня | |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | |
| | в) бакинский . | 1 500—1 800 | 15—50 | — | 75 |
| | г) молдавский . | 1 500—1 600 | 25—50 | 15 | — |
| 18 | Камень бутовый из известняка: | | | | |
| | а) плотного . | 1 900—2 500 | 100—600 | 50 | 1 000 |
| | б) мягкого . | 1 700—2 000 | 35—75 | — | 100 |
| 19 | Мрамор, гранит . . | 2 200—2 900 | 1 000—2 000 | — | — |

Примечания: 1. При определении веса элементов кладки из кирпича глиняного обыкновенного сухого и пластического прессования и из кирпича силикатного принимается объемный вес кладки 1 800 *кг/м³*, из пустотелого и дырчатого кирпича ($\gamma$ = = 1 450 *кг/м³*)— 1 500 *кг/м³*, из пустотелого и дырчатого кирпича ($\gamma$ = 1 300 *кг/м³*)—1 400 *кг/м³*.

2. При определении веса стен и перегородок учитывается вес штукатурки и облицовки.

*ПРИЛОЖЕНИЕ II*

## КАМЕННЫЕ МАТЕРИАЛЫ И РАСТВОРЫ ДЛЯ СТЕН ЗДАНИЙ И ИХ МИНИМАЛЬНЫЕ МАРКИ (ДЛЯ НАРУЖНОЙ ЧАСТИ СТЕНЫ)

| Вид ограждений зданий | Наименование материалов | Требуемые минимальные марки материалов при степени долговечности | | |
|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III |
| 1. Наружные стены зданий с помещениями сухими и с нормальной влажностью | а) Камни бетонные всех видов: | | | |
| | сплошные . . . . | 75 | 50 | 35 |
| | пустотелые . . . | 50 | 35 | 35 |
| | б) Кирпич пустотелый и легковесный: | | | |
| | пустотелый полусухого прессования . | 75* | 50*—75 | 35*—50 |

* Допускаются только в стенах, облицованных с наружной стороны кладкой из полнотелого кирпича на толщину не менее 12 *см*.

| Вид ограждений зданий | Наименование материалов | Требуемые минимальные марки материалов при степени долговечности | | |
|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III |
| | пустотелый пластического прессования (дырчатый и пористо-дырчатый) | 50 | 50 | 50 |
| | пористый . . . | — | 75 | 35 |
| | трепельный . . | — | 75 | 35—50 |
| | в) Кирпич глиняный обыкновенный: | | | |
| | пластического прессования . . . | 75 | 50 | 50 |
| | полусухого прессования . . | 100 | 75 | 75 |
| | силикатный . . | 75 | 75 | 75 |
| | шлаковый . . | — | 75 | 25 |
| | г) Камни керамические: | | | |
| | с вертикальными пустотами . . | 75 | 75 | 50 |
| | с горизонтальными пустотами . . | 50 | 35 | 35 |
| | д) Камни природные с объемным весом: | | | |
| | $\gamma > 1\,600$ *кг/м³* . . | 100 | 50 | 35 |
| | $\gamma \leqslant 1\,600$ „ . . | 25 | 15 | 7 |
| | е) Растворы: | | | |
| | цементно-известковые . . . . | 10 | 10 | 4 |
| | цементно-глиняные | 25 | 10 | 4 |
| | известковые . . | — | 4 | 4 |
| | гипсовые . . . | — | 25 | 10 |
| | глиняные . . . | — | — | 4 |
| | глиняные с эмульсиями . . . | — | — | 4 |
| 2. Наружные стены зданий с влажными помещениями | а) Камни легкобетонные сплошные . . . | — | — | 75 |
| | б) Камни бетонные из тяжелого бетона $\gamma > 1\,800$ *кг/м³* за исключением камней на топливном шлаке: | | | |
| | сплошные . . . | 100 | 75 | 50 |
| | пустотелые . . | 75 | 50 | 35 |

| Вид ограждений зданий | Наименование материалов | Требуемые минимальные марки материалов при степени долговечности | | |
|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III |
| | в) Кирпич глиняный пустотелый (дырчатый, пористо-дырчатый) и пористый пластического прессования | — | — | 75 |
| | г) Кирпич глиняный обыкновенный пластического прессования | 150 | 100 | 75 |
| | силикатный | — | 200 | 100 |
| | д) Камни природные с объемным весом: | | | |
| | $\gamma > 1\,600$ *кг/м*³ | 200 | 150 | 100 |
| | $\gamma < 1\,600$ „ | 100 | 75 | 50 |
| | е) Растворы: | | | |
| | цементно-известковые | 25 | 25 | 10 |
| | цементно-глиняные | 25 | 25 | 25 |
| | известковые | — | — | 4 |
| 3. Наружные стены зданий с мокрыми помещениями, а также открытые водонасыщаемые конструкции зданий и сооружений, подвергающихся воздействию атмосферных осадков | а) Камни бетонные сплошные из тяжелого бетона ($\gamma > 1\,800$ *кг/м*³) за исключением камней на топливном шлаке | 150 | 100 | 75 |
| | б) Кирпич глиняный обыкновенный пластического прессования | 200 | 150 | 100 |
| | в) Камни природные тяжелые | 300 | 200 | 150 |
| | г) Растворы: | | | |
| | цементно-известковые | 50 | 25 | 10 |
| | цементно-глиняные | 50 | 50 | 25 |

Примечания: 1. При защите стен влажных и мокрых помещений с внутренней стороны пароизоляционным или гидроизоляционным слоем и при наружной облицовке стен сухих и с нормальной влажностью помещений, а также цоколей зданий плитами толщиной не менее 35 *мм* требуемые минимальные марки материалов могут быть снижены на 1 ступень.

2. Минимальные марки камней, указанные в приложении II, не распространяются на природные и грунтовые каменные материалы,

достаточная долговечность которых подтверждена на опыте прошлого строительства в условиях данного района в аналогичных конструкциях. Такие материалы могут применяться по местным техническим условиям, составляемым для отдельных месторождений камня и для определенных районов строительства.

*ПРИЛОЖЕНИЕ III*

## КАМЕННЫЕ МАТЕРИАЛЫ И РАСТВОРЫ ДЛЯ ПОДЗЕМНОЙ КЛАДКИ И КЛАДКИ ЦОКОЛЕЙ НИЖЕ ГИДРОИЗОЛЯЦИОННОГО СЛОЯ

| Влажностные характеристики грунтов | Наименование материалов | Требуемые минимальные марки материалов при степени долговечности | | |
|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III |
| 1. Грунт маловлажный | а) Камни бетонные из тяжелого бетона ($\gamma > 1\,800$ кг/м³) за исключением камней на топливном шлаке . . . . . | 100 | 75 | 50 |
| | б) Кирпич глиняный обыкновенный пластического прессования . . . . . | 150 | 100 | 75 |
| | силикатный . . . . . | — | 150 | 100 |
| | в) Камни природные с объемным весом: $\gamma > 1\,600$ кг/м³ . . . . . | 150 | 100 | 50 |
| | $\gamma < 1\,600$ . . . . . | 75 | 50 | 35 |
| | г) Растворы: | | | |
| | цементно-известковые | 25 | 10 | 10 |
| | цементно-глиняные \| известковые | — | — | 4 |
| 2. Грунт очень влажный | а) Камни бетонные из тяжелого бетона ($\gamma > 1\,800$ кг/м³) за исключением камней на топливном шлаке . . . . . | 100 | 75 | 50 |
| | б) Кирпич глиняный обыкновенный пластического прессования . . . . . | 150 | 100 | 75 |

*Продолжение приложения III*

| Влажностные характеристики грунтов | Наименование материалов | Требуемые минимальные марки материалов при степени долговечности | | |
|---|---|---|---|---|
| | | I | II | III |
| | в) Камни природные с объемным весом | | | |
| | $\gamma > 1\,600$ *кг/м*³ . . . . . | 200 | 150 | 100 |
| | $\gamma < 1\,600$ „ . . . . . | 100 | 75 | 50 |
| | г) Растворы: | | | |
| | цементно-известковые. | 50 | 25 | 10 |
| | цементно-глиняные . . | 50 | 25 | 10 |
| 3. Грунт, насыщенный водой | а) Камни бетонные из тяжелого бетона ($\gamma > 1\,800$ *кг/м*³) за исключением камней из топливном шлаке . . . . . | 150 | 100 | 75 |
| | б) Кирпич глиняный обыкновенный пластического прессования . . . . . | 200 | 150 | 100 |
| | в) Камни природные с объемным весом $\gamma > 1\,600$ *кг/м*³ . . . . . | 300 | 200 | 150 |
| | г) Растворы: | | | |
| | цементные . . . . . | 50 | 50 | 25 |
| | цементно-известковые . | — | — | 25 |
| | цементно-глиняные . . | — | — | 25 |

Примечания: 1. При защите фундаментов от увлажнения гидроизоляцией и при облицовке цоколей плитами толщиной не менее 35 *мм* требуемые минимальные марки материалов могут быть снижены на 1 ступень.

2. Минимальные марки камней, указанные в приложении III, не распространяются на природные каменные материалы, достаточная долговечность которых подтверждена на опыте прошлого строительства в условиях данного района в аналогичных конструкциях. Такие материалы могут применяться по местным техническим условиям, составляемым для отдельных месторождений камня.

*ПРИЛОЖЕНИЕ IV*

## ЗАВИСИМОСТЬ МАРКИ КИРПИЧА ОТ ПРОЧНОСТИ ЕГО ПРИ СЖАТИИ И ИЗГИБЕ

### А. Кирпич глиняный обыкновенный (по ГОСТу 530-54)

| Марка кирпича | Предел прочности в *кг/см²* не менее | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | при сжатии | | при изгибе | | | |
| | для кирпича пластического и полусухого прессования | | для кирпича пластического прессования | | для кирпича полусухого прессования | |
| | средний для 5 образцов | наименьший для отдельного образца | средний для 5 образцов | наименьший для отдельного образца | средний для 5 образцов | наименьший для отдельного образца |
| 150 | 150 | 100 | 28 | 14 | 20 | 10 |
| 100 | 100 | 75 | 22 | 11 | 16 | 8 |
| 75 | 75 | 50 | 18 | 19 | 12 | 6 |

Примечание. Средний для 5 образцов предел прочности при сжатии и изгибе кирпича марки 50 пластического прессования должен быть не ниже соответственно 50 и 16 *кг/см²*, наименьший — 35 и 8 *кг/см²*.

### Б. Кирпич силикатный (по ГОСТу 379-53)

| Марка кирпича | Предел прочности в *кг/см²* не менее | | | |
|---|---|---|---|---|
| | при сжатии | | при изгибе | |
| | средний для 5 образцов | наименьший для отдельного образца | средний для 5 образцов | наименьший для отдельного образца |
| 150 | 150 | 125 | 28 | 20 |
| 100 | 100 | 75 | 22 | 12 |
| 75 | 75 | 50 | 18 | 10 |

### В. Кирпич глиняный пустотелый пластического прессования (ГОСТ 6316-55)

| Марка кирпича | Предел прочности по сечению брутто (без вычета площади пустот) в *кг/см²* не менее | | | |
|---|---|---|---|---|
| | при сжатии | | при изгибе | |
| | средний для 5 образцов | наименьший для отдельного образца | средний для 5 образцов | наименьший для отдельного образца |
| 150 | 150 | 100 | 20 | 10 |
| 100 | 100 | 75 | 16 | 8 |
| 75 | 75 | 50 | 14 | 7 |
| 50 | 50 | 35 | 12 | 6 |

*ПРИЛОЖЕНИЕ V*

## СОСТАВЫ РАСТВОРОВ ДЛЯ КЛАДКИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЦЕМЕНТНЫХ ВЯЖУЩИХ ДЛЯ ЗДАНИЙ I, II и III СТЕПЕНЕЙ ДОЛГОВЕЧНОСТИ

Таблица 1

| Марка цемента | Составы в объемной дозировке для растворов марок | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 |
| *I. Составы растворов для надземной кладки зданий с относительной влажностью воздуха помещений до 60% и для кладки фундаментов в сухих грунтах* | | | | | | |
| а) Цементно-известковые растворы | | | | | | |
| 600 | 1:0,4:4,5 | 1:0,7:6 | 1:1,2:9 | 1:2,1:15 | — | — |
| 500 | 1:0,3:4 | 1:0,5:5,5 | 1:1:8 | 1:2,1:15 | — | — |
| 400 | 1:0,2:3 | 1:0,3:4 | 1:0,7:6 | 1:1,7:12 | 1:2,1:15 | — |
| 300 | — | 1:0,2:3 | 1:0,4:4,5 | 1:1,2:9 | 1:2,1:15 | — |
| 250 | — | — | 1:0,2:3 | 1:0,7:6 | 1:1,7:12 | — |
| 200 | — | — | 1:0,1:2,5 | 1:0,5:5 | 1:1,7:12 | 1:1,7:12 |
| 150 | — | — | — | 1:0,3:3,5 | 1:1,2:9 | — |
| б) Цементно-глиняные растворы* | | | | | | |
| 600 | 1:0,4:4,5 | 1:0,7:6 | 1:1:9<br>1:1,2:9 | — | — | — |
| 500 | 1:0,3:4 | 1:0,5:5 | 1:1:8 | — | — | — |
| 400 | 1:0,2:3 | 1:0,3:4 | 1:0,7:6 | 1:1:9<br>1:1,5:12 | 1:1:11<br>1:1,5:15 | — |
| 300 | — | 1:0,2:3 | 1:0,4:4,5 | 1:1:9<br>1:1,2:9 | 1:1:11<br>1:1,5:15 | — |

*Продолжение табл. 1*

| Марка цемента | Составы в объемной дозировке для растворов марок | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 |
| 250 | — | — | 1:0,2:3 | 1:0,7:6 | 1:1:9<br>1:1,5:12 | — |
| 200 | — | — | 1:0,1:2,5 | 1:0,5:5 | 1:1:9<br>1:1,5:12 | — |
| 150 | — | — | — | 1:0,3:3,5 | 1:1:9<br>1:1,2:9 | 1:1:9<br>1:1,5:12 |
| 100 | — | — | — | 1:0,1:2 | 1:0,5:5 | 1:0,9:7<br>1:1,2:9 |
| 50 | — | — | — | — | 1:0,1:2,5 | 1:0,7:6 |
| 25 | — | — | — | — | — | 1:0,2:3 |
| в) Составы цементно-известковых и цементных растворов с органическими пластификаторами** | | | | | | |
| 600 | 1:0,2:4,5<br>1:4,5 | 1:0,3:6<br>1:6 | 1:0,6:9<br>1:9 | — | — | — |
| 500 | 1:0,15:4<br>1:4 | 1:0,25:5<br>1:5 | 1:0,5:8<br>1:8 | 1:1:15<br>1:15 | — | — |
| 400 | 1:0,1:3<br>1:3 | 1:0,15:4<br>1:4 | 1:0,25:6<br>1:6 | 1:0,8:12<br>1:12 | 1:1:15<br>1:15 | — |
| 300 | — | 1:0,1:3<br>1:3 | 1:0,2:4,5<br>1:4,5 | 1:0,6:9<br>1:9 | 1:1:15<br>1:15 | — |

*Продолжение табл. 1*

| Марка цемента | Составы в объемной дозировке для растворов марок | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 |
| 250 | — | — | $\frac{1:0,1:3}{1:3}$ | $\frac{1:0,35:6}{1:6}$ | $\frac{1:0,8:12}{1:12}$ | — |
| 200 | — | — | $\frac{1:0,1:2,5}{1:2,5}$ | $\frac{1:0,25:5}{1:5}$ | $\frac{1:0,8:12}{1:12}$ | — |
| 150 | — | — | — | $\frac{1:0,15:3,5}{1:3,5}$ | $\frac{1:0,6:9}{1:9}$ | — |

*II. Составы растворов для надземной кладки зданий с влажными (60—75%) и мокрыми (более 75%) помещениями и для кладки фундаментов во влажных грунтах*

а) Цементно-известковые растворы*

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 600 | 1:0,4:4,5 | 1:0,7:6 | $\frac{1:0,7:8}{1:1:9}$ | — | — | — |
| 500 | 1:0,3:4 | 1:0,5:5 | $\frac{1:0,7:8}{1:1:8}$ | — | — | — |
| 400 | 1:0,2:3 | 1:0,3:4 | 1:0,7:6 | $\frac{1:0,7:8}{1:1:10}$ | — | — |
| 200 | — | 1:0,2:3 | 1:0,4:5 | $\frac{1:0,7:8}{1:1:10}$ | — | — |

*Продолжение табл. 1*

| Марка цемента | Составы в объемной дозировке для растворов марок | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 |
| 250 | — | — | 1:0,2:3 | 1:0,7:6 | 1:0,7:8 / 1:1:9 | — |
| 200 | — | — | 1:0,1:2,5 | 1:0,5:5 | 1:0,7:8 / 1:1:9 | — |
| 150 | — | — | — | 1:0,3:3,5 | 1:0,7:8 / 1:1:9 | — |
| 100 | — | — | — | 1:0,1:2 | 1:0,5:5 | 1:0,7:7 / 1:0,9:7 |
| | б) Цементно-глиняные растворы* | | | | | |
| 600 | 1:0,4:4,5 | 1:0,7:6 | 1:0,7:8 / 1:1:9 | — | — | — |
| 500 | 1:0,3:4 | 1:0,5:5 | 1:0,7:8 / 1:1:8 | — | — | — |
| 400 | 1:0,2:3 | 1:0,3:4 | 1:0,7:6 | 1:0,7:8 / 1:1:10 | — | — |
| 300 | — | 1:0,2:3 | 1:0,4:5 | 1:0,7:8 / 1:1:9 | — | — |
| 250 | — | — | 1:0,2:3 | 1:0,7:6 | 1:0,7:7 / 1:1:9 | — |
| 200 | — | — | 1:0,1:2,5 | 1:0,5:5 | 1:0,7:7 / 1:1:9 | — |

*Продолжение табл. 1*

| Марка цемента | Составы в объемной дозировке для растворов марок | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 |
| 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 |

в) Составы цементно-известковых и цементных растворов с органическими пластификаторами**

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 600 | 1:0,2:4,5 / 1:4,5 | 1:0,3:6 / 1:6 | 1:0,6:9 / 1:9 | — | — | — |
| 500 | 1:0,15:4 / 1:4 | 1:0,25:5 / 1:5 | 1:0,5:8 / 1:8 | — | — | — |
| 400 | 1:0,1:3 / 1:3 | 1:0,15:4 / 1:4 | 1:0,35:6 / 1:6 | 1:0,8:11 / 1:11 | — | — |
| 300 | — | 1:0,1:3 / 1:3 | 1:0,2:4,5 / 1:4,5 | 1:0,6:9 / 1:9 | 1:0,8:11 / 1:11 | — |
| 250 | — | — | 1:0,1:3 / 1:3 | 1:0,35:6 / 1:6 | 1:0,6:9 / 1:9 | — |

*Продолжение табл. 1*

| Марка цемента | Составы в объемной дозировке для растворов марок | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 100 | 75 | 50 | 25 | 10 | 4 |
| 200 | — | — | 1:0,1:2,5 / 1:2,5 | 1:0,25:5 / 1:5 | 1:0,6:9 / 1:9 | — |
| 150 | — | — | | 1:0,15:3,5 / 1:3,5 | 1:0,6:9 / 1:9 | — |

*III. Составы цементных растворов для кладки фундаментов и других конструкций, расположенных ниже уровня грунтовых вод, в зданиях I, II, III степеней долговечности*

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 600 | 1:4,5 | 1:6 | — | — | — | — |
| 500 | 1:4 | 1:5 | — | — | — | — |
| 400 | 1:3 | 1:4 | 1:6 | — | — | — |
| 300 | — | 1:3 | 1:4,5 | — | — | — |
| 250 | — | — | 1:3 | 1:6 | — | — |
| 200 | — | — | 1:2,5 | 1:5 | — | — |
| 150 | — | — | — | 1:3,5 | 1:6 | — |

* В числителе указаны составы растворов для зданий I и II степеней долговечности, а в знаменателе—для зданий III степени долговечности.

** В знаменателе указаны составы растворов, требующие снижения нормативных расчетных сопротивлений на 10 проц. [см. примечания к табл. 3 (2) и 16 (14)].

Примечания: 1. При установлении составов растворов были приняты следующие объемные веса цементов:

а) для цементов марок 300—600 . . . 1 100 *кг/м*³
б) » » » 150—250 . . 900 »
в) » » » 25—100 . . . 700 »

Если объемный вес наличного цемента отличается от вышеуказанного более чем на 10%, то состав раствора должен быть пересчитан.

2. Песок принят в рыхло насыпанном состоянии с естественной влажностью 1—3%, удовлетворяющий требованиям ГОСТа 6426-52 «Песок природный для кладочных и штукатурных растворов». При применении сухого песка его дозировка должна быть уменьшена на 10%, а при влажности песка более 3%—увеличена на 10%. Применение в растворах для кладки мелких песков допускается только на основании специального технико-экономического обоснования. Расход цемента в этом случае устанавливается на основании лабораторных испытаний.

3. Дозировка извести принята в виде теста II сорта, объемного веса 1 400 *кг/м*³.

При применении известкового теста из извести I сорта количество теста уменьшается на 10%, а при извести III сорта—увеличивается на 15%.

Объемная дозировка молотой негашеной извести (в виде порошка) уменьшается по сравнению с гашеной известью (тестом):

при молотой негашеной извести I сорта . . . . на 35%
» » » » II » . . . . » 25%
» » » » III » . . . . » 15%

Детальные указания по применению молотой негашеной извести приведены в «Инструкции по приготовлению и применению молотой негашеной извести в строительстве» (И 112-51).

4. Дозировка глины принята в виде теста с глубиной погружения в него стандартного конуса на 14—15 *см*. При применении глиняного порошка грубого помола дозировка порошка производится при тощей глине в таком же количестве, как и теста; при глине средней жирности объемная дозировка порошка уменьшается на 15%, а при жирной глине—на 25%.

5. Цементные растворы с органическими пластификаторами (БС, ЦНИПС-1, мылонафт, ГК и др.) при сохранении в них 50% извести могут применяться наравне с обычными цементно-известковыми растворами без снижения прочности кладки. Цементные растворы при полной замене извести органическими пластификаторами могут применяться при неполном использовании прочности кладки. При этом необходимо учитывать снижение прочности кладки на 10% по сравнению с прочностью кладки на обычных цементно-известковых растворах. Объемный вес раствора при частичной и полной замене извести органическими пластификаторами не должен снижаться более чем на 6% по сравнению с объемным весом обычного цементно-известкового раствора аналогичного состава. Дозировка органических пластификаторов при приготовлении раствора производится: БС—в виде порошка, содержащего около 20% органических веществ, а ЦНИПС-1, мылонафта и ГК—в виде водного 5%-ного раствора.

## Составы известковых растворов

Таблица 9

| № п/п | Наименование растворов | Вид добавки | Составы растворов по объему (молотая негашеная известь: добавка: песок) | | Составы растворов по объему (известковое тесто: добавка: песок) | | Марка раствора через | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | без органических пластификаторов | с органическими пластификаторами | без органических пластификаторов | с органическими пластификаторами | 28 дней | 3 месяца | 6 месяцев |
| 1 | Известковые на извести: | | | | | | | | |
| | а) I сорта . . | Без добавки | 1:0:7 | 1:0:9 | 1:0:6 | 1:0:8 | 4 | 4 | 10 |
| | б) II . . . | То же | 1:0;6 | 1:0:8 | 1:0:5 | 1:0:7 | 4 | 4 | 10 |
| | в) III . . . | » | 1:0:5 | 1:0:6 | 1:0:4 | 1:0:5 | 4 | 4 | 10 |
| | г) отходы . . | » | — | — | 1:0:2—3 | 1:0:3—4 | 2 | 4 | 10 |
| 2 | Известково-глиняные | Глиняное тесто | 1:0,3:5—7 | 1:0,3:6—9 | 1:0,3:4—5 | 1:0, 3:5—8 | 4 | 4 | — |
| 3 | Известково-цемяночные . . . . . | Цемянка | 1:0,5—1,5: :5—7 | 1:0,5—1,5: :6—9 | 1:0,5—1,5: :4—6 | 1:0,5—1,5: :5—8 | 4 | 10 | 10 |
| 4 | Известковые на слабой гидравлической извести . . . . | Без добавки | 1:0:4 | 1:0:6 | 1:0:4 | 1:0:6 | 4 | 10 | 10 |

Примечания: 1. Прочность кладки на известковых растворах в возрасте до 3 месяцев снижается на 15%.

2. При применении в качестве вяжущего отходов карбидного ила (п.1, „г" табл. 2) состав раствора принимается, как для извести II сорта.

3. Известково-цемяночные растворы (п. 3, табл. 2) обладают слабыми гидравлическими свойствами и применяются:

а) при меньшем количестве цемянки—для надземной кладки;

б) при большем количестве цемянки—для кладки фундаментов.

4. Дозировка песка в известково-глиняных и известково-цемяночных растворах принимается в зависимости от сорта (жирности извести).

**Составы глиняных растворов**

Таблица 3

| № п/п | Вид раствора | Вид добавки | Состав раствора по объему (глиняное тесто: добавка: песок) | Марки растворов | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | в сухом климате | в умеренно влажном климате |
| 1 | Глиняные: | | | | |
| | а) на жирной глине | Без добавки | 1:0:5 | 10 | 2 |
| | б) на средней глине | То же | 1:0:4 | 10 | 2 |
| | в) на тощей глине или суглинке | | 1:0:3 | 10 | 2 |
| 2 | Глино-известковые: | | | | |
| | а) на молотой негашеной извести | Молотая негашеная известь | 1:0,2:3—5 | 4 | 4 |
| | б) на гашеной извести | Известковое тесто | 1:0,3:3—5 | 4 | 4 |
| 3 | Глиняные с черными вяжущими | Жидкие черные вяжущие | 1:0,05—0,10:3—5 | 4 | 4 |

Примечания: 1. Марки растворов даны для кладки в стене, защищенной от увлажнения, в состоянии естественной влажности.

2. Дозировка песка в глино-известковых и глиняных растворах с черными вяжущими принимается в зависимости от жирности глины.

3. Добавка извести и черных вяжущих производится для повышения водостойкости растворов.

4. При применении в качестве добавок твердых черных вяжущих предварительно приготовляются эмульсии из глины с черными вяжущими в подогретом состоянии.

5. При применении глины в виде порошка грубого помола следует руководствоваться примечанием 4 к табл. 1.

*ПРИЛОЖЕНИЕ VI*

## ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЧАСТИ ПЛОЩАДИ СЕЧЕНИЯ КЛАДКИ $F'_c$, УРАВНОВЕШИВАЮЩЕЙ ВНЕЦЕНТРЕННО ПРИЛОЖЕННУЮ СИЛУ ПРИ ПРЯМОУГОЛЬНОЙ ЭПЮРЕ НАПРЯЖЕНИЙ

1. В общем случае для сложных типов внецентренно сжатых поперечных сечений положение границы рабочей зоны определяется из условия равенства нулю статического момента эпюры относительно оси, проходящей через точку приложения сжимающей силы.

2. Для таврового сечения расстояние от точки приложения силы до границы рабочей зоны $x$ определяется по формулам:

а) при эксцентриситете в сторону полки (рис. 1)

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

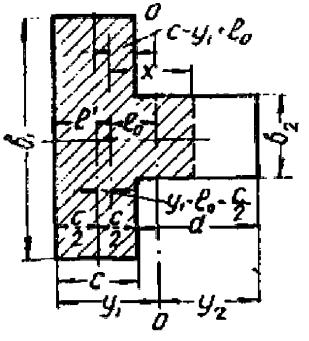



Рис. 1.

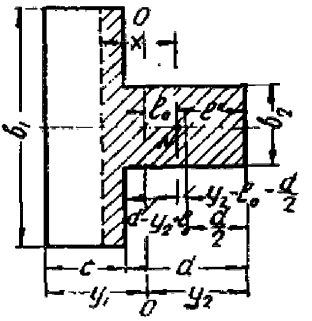



Рис. 2.

если $e' \leqslant \frac{c}{2}$, то в рабочее сечение будет входить только часть полки, симметричная относительно точки приложения силы $N$; в этом случае

$$x = e';$$

б) при эксцентриситете в сторону ребра (рис. 2)

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

при $e'' \leqslant \frac{d}{2}$

$$x = e''.$$

Примечание. Для случая больших эксцентриситетов ($e_0 > 0{,}45\ y$) можно принимать для таврового сечения приближенно

$$F_c = 2b(y - e_0)$$

и

$$a_c = 2\ (y - e_0).$$

3. При расчете сводов двоякой кривизны расстояние от точки приложения силы до границы рабочей зоны $x$ может быть определено по формулам:

а) при приложении нормальной силы выше оси, проходящей через центр тяжести сечения (рис. 3):

$$x = 1{,}70\ (0{,}37\ h - e_0);$$

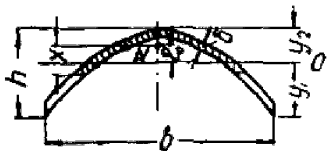



Рис. 3.

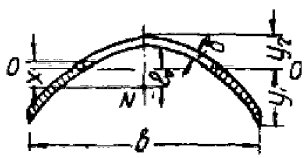



Рис. 4.

б) при приложении нормальной силы ниже оси сечения (рис. 4):

$$x = 0{,}59\ (0{,}63\ h - e_0).$$

## СОДЕРЖАНИЕ


| | Стр. |
|---|---|
| **I. Общие указания** | 3 |
| **II. Материалы** | 4 |
| Камни и растворы | 4 |
| Арматура | 9 |
| **III. Нормативные характеристики кладок** | 10 |
| Нормативные сопротивления | 10 |
| Коэффициенты однородности | 17 |
| Модули упругости, коэффициенты линейного расширения кладки, коэффициенты трения | 18 |
| **IV. Расчетные характеристики кладок** | 21 |
| **V. Основные расчетные положения** | 31 |
| Общие указания | 31 |
| Коэффициенты условий работы | 33 |
| **VI. Расчет элементов каменных конструкций по несущей способности** | 39 |
| Центрально сжатые элементы | 39 |
| Внецентренно сжатые элементы | 41 |
| Изгибаемые элементы | 43 |
| Центрально растянутые элементы | 44 |
| Срез и местное сжатие (смятие) | 44 |
| Расчет многослойных стен | 46 |
| **VII. Расчет элементов армокаменных конструкций по несущей способности** | 50 |
| А. Элементы с сетчатым армированием | 50 |
| Центрально сжатые элементы | 50 |
| Внецентренно сжатые элементы | 51 |
| Б. Элементы с продольным армированием | 52 |
| Центрально сжатые элементы | 52 |
| Внецентренно сжатые элементы | 52 |
| В. Элементы, усиленные железобетоном (комплексные конструкции) | 58 |
| Центрально сжатые элементы | 58 |
| Внецентренно сжатые элементы | 59 |
| Изгибаемые элементы | 61 |
| Растянутые элементы | 61 |
| Г. Элементы, усиленные обоймами | 62 |
| **VIII. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций по деформациям** | 63 |
| **IX. Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций по раскрытию трещин** | 70 |
| **X. Общие конструктивные требования** | 73 |
| Общие указания | 73 |
| Деформационные швы | 74 |
| Допустимые отношения высот стен и столбов к их толщинам | 76 |
| Конструктивные требования к армированной кладке | 82 |

Стр.

Минимальные требования к перевязке кладки . . 87
Защита каменных конструкций от атмосферных и других воздействий . . . . . 88
**XI. Указания по расчету и конструированию каменных зданий и их частей** . . . . . 89
Общие указания . . . . . 89
Статический расчет зданий . . . . . 90
Расчет и конструирование частей зданий . . . . . 98
Стены из крупных блоков . . . . . 98
Стены и столбы промышленных зданий . . . . . 101
Анкеровка стен и столбов . . . . . 102
Расчет опирания концов прогонов и балок на кладку и заделки консольных балок . . . . . 104
**Перемычки** . . . . . 110
**Карнизы** . . . . . 114
**Фундаменты, цоколи и стены подвалов** . . . . . 117
Тонкостенные сводчатые покрытия . . . . . 118
**XII. Проектирование каменных конструкций, возводимых в зимнее время** . . . . . 120
**Общие указания** . . . . . 120
**Расчет зимней кладки** . . . . . 125
**Конструктивные требования** . . . . . 129
**Приложения**
I. Виды и марки камней, применяемых в строительстве . . 132
II. Каменные материалы и растворы для стен зданий и их минимальные марки (для наружной части стены) 134
III. Каменные материалы и растворы для подземной кладки и кладки цоколей ниже гидроизоляционного слоя 137
IV. Зависимость марки кирпича от прочности его при сжатии и изгибе . . . . . 139
V. Составы растворов для кладки с применением цементных вяжущих для зданий I, II и III степеней долговечности 140
VI. Формулы для определения части площади сечения кладки $F_c$, уравновешивающей внецентренно приложенную силу при прямоугольной эпюре напряжений . . . . . 148

---

НОРМЫ И ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Редактор инж. А. П. Шкинев
Редактор издательства А. С. Певзнер
Технический редактор А. М. Токер
Корректор Р. И. Кацис

БФ 03712 Сдано в набор 9.11-56 г. Подписано к печати 5.IV-56 г. Бумага 84×108¹/₃₂ = 2,38 бум. л.—7,79 печ. л. (8,7 уч.-изд. л.) Изд. № VIII-116. Тираж 6 000 Зак. 131. Цена 4 р. 35 к.
Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре УССР.
Киев, Владимирская, 24.

Типография Госстройиздата УССР, Киев, Владимирская, 24.

## ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ

| Стр. | Строка | Напечатано | Следует читать |
|---|---|---|---|
| 13 | 1 сверху | Нормативные сопротивления в *кг/см*$^2$ | Нормативные сопротивления $R^н$ в *кг/см*$^2$ |
| 15 | 3 сверху | $R^н_{р.н}$ | $R^н_{р.м}$ |
| 82 | 7 снизу | элементов | элементах |

gost.e-ecolog.ru