



**МИНИСТЕРСТВО
СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ**

(МИНСТРОЙ РОССИИ)

ПРИКАЗ

от «13» декабря 2018 г.

№ 922/пр

Москва

**Об утверждении Изменения № 1 к СП 427.1325800.2018
«Каменные и армокаменные конструкции. Методы усиления»**

В соответствии с Правилами разработки, утверждения, опубликования, изменения и отмены сводов правил, утвержденными постановлением Правительства Российской Федерации от 1 июля 2016 г. № 624, подпунктом 5.2.9 пункта 5 Положения о Министерстве строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, утвержденного постановлением Правительства Российской Федерации от 18 ноября 2013 г. № 1038, пунктом 49 Плана разработки и утверждения сводов правил и актуализации ранее утвержденных строительных норм и правил, сводов правил на 2021 г., утвержденного приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 1 марта 2021 г. № 99/пр (в редакции приказов Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 19 апреля 2021 г. № 236/пр, от 20 мая 2021 г. № 312/пр, от 2 августа 2021 г. № 524/пр, от 16 ноября 2021 г. № 833/пр), **п р и к а з ы в а ю:**

1. Утвердить и ввести в действие через 1 месяц со дня издания настоящего приказа прилагаемое Изменение № 1 к СП 427.1325800.2018 «Каменные и армокаменные конструкции. Методы усиления», утвержденному приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 19 декабря 2018 г. № 829/пр.

2. Департаменту градостроительной деятельности и архитектуры Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации:

а) в течение 15 дней со дня издания приказа направить утвержденное Изменение № 1 к СП 427.1325800.2018 «Каменные и армокаменные конструкции.

Методы усиления» на регистрацию в федеральный орган исполнительной власти в сфере стандартизации;

б) обеспечить опубликование на официальном сайте Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации в информационно-телекоммуникационной сети «Интернет» текста утвержденного Изменения № 1 к СП 427.1325800.2018 «Каменные и армокаменные конструкции. Методы усиления» в электронно-цифровой форме в течение 10 дней со дня регистрации свода правил федеральным органом исполнительной власти в сфере стандартизации.

Министр



И.Э. Файзуллин

УТВЕРЖДЕНО
приказом Министерства строительства и
жилищно-коммунального хозяйства
Российской Федерации
от « 13 » декабря 2021 г. № 923/н

ИЗМЕНЕНИЕ № 1 К СП 427.1325800.2018
«КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.
МЕТОДЫ УСИЛЕНИЯ»

Москва 2021

Изменение № 1 к СП 427.1325800.2018 «Каменные и армокаменные конструкции. Методы усиления»

Утверждено и введено в действие приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации (Минстрой России) от 13 декабря 2021 г. № 922/пр

Дата введения – 2022–01–14

Содержание

Дополнить приложением А в следующей редакции:

«Приложение А Методика расчета усиленных обоймами сжатых конструкций с применением диаграмм деформирования».

Введение

Дополнить третьим абзацем в следующей редакции:

«Изменение № 1 к настоящему своду правил выполнено авторским коллективом АО «НИЦ «Строительство» – ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко (руководитель разработки – д-р техн. наук *М.К. Ищук*, канд. техн. наук *О.К. Гозуа*, *Е.М. Ищук*, *В.А. Черемных*, *Х.А. Айзятуллин*) при участии д-ра техн. наук *Б.С. Соколова* и канд. техн. наук *А.Б. Антакова* (приложение А)».

2 Нормативные ссылки

Раздел дополнить ссылками:

«ГОСТ 24297–2013 Верификация закупленной продукции. Организация проведения и методы контроля»;

«ГОСТ 31967–2011 Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния»;

«СП 50.13330.2012 «СНиП 23-02-2003 Тепловая защита зданий» (с изменением № 1)»;

«СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами (с изменением № 1)».

Заменить ссылки:

«СП 15.13330.2012 «СНиП II-22-81* Каменные и армокаменные конструкции» (с изменениями № 1, № 2, № 3)» на «СП 15.13330.2020 «СНиП II-22-81* Каменные и армокаменные конструкции»;

«СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции» (с изменением № 1)» на «СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции» (с изменениями № 1, № 2)»;

«СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (с изменениями № 1, № 2, № 3)» на «СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (с изменением № 1)»;

«СП 327.1325800.2017 Стены наружные с лицевым кирпичным слоем. Правила проектирования, эксплуатации и ремонта» на «СП 327.1325800.2017 Стены наружные с лицевым кирпичным слоем. Правила проектирования, эксплуатации и ремонта (с изменением № 1)».

3 Термины, определения и обозначения

Подраздел 3.1 дополнить пунктом 3.1.9 в следующей редакции:

«3.1.9 деформационные трещины: Трещины, возникшие преимущественно от деформационных воздействий – неравномерных осадок фундаментов, температурно-влажностных деформаций, разности деформаций разнозагруженных участков стен.».

Пункт 3.2. Изложить в новой редакции:

«3.2 Основные буквенные обозначения величин:

A	—	площадь сечения кладки;
A_b	—	площадь сечения бетона;
A_{bc}	—	площадь сжатой зоны бетона;
$A_{b,t}$	—	площадь вертикальных бетонных сечений обойм, расположенных в пределах высоты растянутой зоны h_t ;
A_{cs}	—	площадь сжатой зоны кладки;
A_f	—	площадь поперечного сечения полимерного композита;
$A_{f,об}$	—	площадь сечения поясов композитной обоймы в пределах высоты сжато-растянутой зоны;
A_s, A_k	—	площадь сечения соответственно арматуры и кладки;
A_{sh}^*, A_{ef}^*	—	площади поверхностей сдвига и раздавливания (сжатия) в предельном состоянии;
A_s'	—	площадь сечения продольной арматуры;
A_s^Σ	—	суммарная площадь сечения хомутов обоймы в пределах высоты растянутой зоны h_t ;
A_t	—	суммарная площадь поверхностей отрыва;
A_b, A_{sh}, A_{ef}	—	площади поверхностей растяжения, сдвига и раздавливания (сжатия);
a	—	толщина защитного слоя со стороны арматуры A_s ;
$a_{эл}, b_{эл}$	—	размеры сечения сжатого элемента
B	—	точка сопряжения поверхности сдвига с ядром сжатия;
b	—	ширина прямоугольного сечения;
b_x	—	ширина композитного пояса;
C	—	вершина клина;
C_1	—	край грузовой площадки;
d_{Π}	—	толщина пилястры;
d_C	—	толщина стены;
d_T	—	ширина участка скола;
E_f	—	значение модуля деформаций композита;
$E_s, E_{s,2}$	—	значения модулей упругости и деформаций стали;
E_0	—	модуль упругости кладки (начальный модуль деформаций)
E_{0k}, E_b	—	начальные модули упругости кладки и бетона;
e_0	—	эксцентриситет действия расчетной нагрузки;

e, e'	— расстояния от точки приложения продольной силы N до центра тяжести арматуры A_s и A_s' ;
h	— высота всего сечения;
h_0	— рабочая высота;
h_1, h_2	— высоты сжато-растянутых зон с учетом разности сторон сечения;
h_{bd}	— высота полимерного композита;
$h_{ст}$	— ширина кирпичного столба;
$h_{эл}$	— высота нагружаемого элемента;
I_k, I_b	— момент инерции сечения кладки и бетона;
k_1, k_2	— величины соотношений геометрических параметров;
l	— длина участка с трещинами;
l_{loc}	— размер грузовой площадки;
l_T	— длина трещины;
M	— расчетный изгибающий момент;
m_b	— коэффициент условий работы бетона;
m_g	— коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки;
m_k	— коэффициент условий работы кладки;
N	— продольная расчетная сила;
N_{bt}	— растягивающее усилие;
N_c	— расчетная несущая способность конструкций;
N_{crc}	— внешнее сжимающее усилие, соответствующее пределу упругости и началу трещинообразования;
N_{ef}	— сжимающее усилие, действующее в пределах ядра сжатия;
N_f	— фактическая несущая способность конструкции с учетом имеющихся в ней дефектов;
N_s	— растягивающее усилие в сетках армирования;
N_{sh}	— величина усилия сдвига, действующего по поверхностям клиновидных опираний;
N_t	— величина растягивающего усилия, действующего по площади поверхности/поверхностей отрыва в средней сжато-растянутой области;
N_{ult}	— максимальная величина внешнего сжимающего усилия,

	действующего на конструкцию или элемент;
$N_{\text{вн}}$	– прикладываемая нагрузка;
N_x	– растягивающие усилия в хомутах обоймы;
N_2	– реактивное обжимающее усилие;
n_1, n_2	– поправочные коэффициенты;
n_n	– коэффициент допустимой перегрузки;
P	– вертикальная нагрузка;
Q	– поперечная сила;
R	– расчетное сопротивление сжатию кладки;
R_b, R_{sc}	– расчетные сопротивления бетона и арматуры;
$R_{b,n}, R_{bt,n}$	– нормативные сопротивления материала сжатию и растяжению;
R_{bt}	– сопротивление материала растяжению;
R_{ef}	– сопротивление материала сжатию;
$R_{f,n}$	– нормативное сопротивление композита растяжению;
R_s	– расчетное сопротивление стали;
R_{sh}	– расчетное сопротивление кладки срезу;
R_{sku}	– временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки;
$R_{s,n}$	– нормативное сопротивление стальных хомутов обоймы;
R_{sw}	– расчетное сопротивление поперечной арматуры;
$R_{t,u}$	– временное сопротивление кладки растяжению в поперечном направлении по перевязанным швам;
R_b, R_{sh}, R_{ef}	– расчетные сопротивления кладки растяжению, сдвигу и раздавливанию соответственно;
R_t^*	– приведенное сопротивление кладки растяжению;
R_u	– временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки;
R_{ub}	– нормативная призмная прочность бетона;
S	– шаг сеток в кладке, хомутов стальных, железобетонных или поясов композитных обойм по высоте;
S_0	– статический момент всего сечения кладки относительно центра тяжести растянутой A_s или менее сжатой арматуры;
S_c	– статический момент сжатой зоны сечения кладки относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры A_s ;

$S_{kc}; S_{bc}$	– статические моменты площадей сжатой части сечения кладки и бетона относительно центра тяжести арматуры A_s ;
$S_k; S_b; S_s$	– статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры A_s' относительно центра тяжести арматуры A_s ;
$S_{k1}; S_{b1}; S_s'$	– статические моменты площадей сечения кладки, бетона и арматуры A_s относительно центра тяжести арматуры A_s' ;
$S_{cs,N}$	– статический момент сжатой зоны кладки относительно точки приложения силы;
$S_{bs,N}$	– статический момент сжатой зоны бетона относительно точки приложения силы;
S_{bd}	– площадь поперечного сечения полосы (бандажей) из полимерного композита толщиной δ_{bd} и высотой h_{bd} ;
S_w	– площадь участка длинной стороны h_w столба, приходящаяся на одну полосу из полимерного композита высотой h_{bd} ;
$t_{об}$	– толщина слоя бетона обоймы;
x	– высота сжатой зоны сечения;
x_t	– высота сжато-растянутой зоны;
z	– плечо внутренней пары сил при прямоугольном сечении;
α	– упругая характеристика кладки;
α_{sh}	– угол наклона граней клина к поверхности грузовой площадки;
α_{sh}^*	– угол наклона поверхностей сдвига с учетом обойменных напряжений;
δ_{bd}	– толщина полимерного композита;
ε	– относительные продольные деформации;
$\varepsilon_{crc}, \varepsilon_{ult}$	– относительные продольные деформации предела упругости и начала трещинообразования, стадии разрушения сжатой кладки;
$\varepsilon_{f,ult}$	– относительные деформации растяжения композита;
$\varepsilon_{s,1}, \varepsilon_{s,0}, \varepsilon_{s,2}$	– относительные деформации стали, соответствующие напряжениям $\sigma_{s,1}=0,9 R_s, R_s, R_{s,n}$;
ε_t	– поперечные относительные деформации сжатой кладки;
$\varepsilon_{t,2}$	– предельные деформации кладки при растяжении;
μ	– коэффициент, учитывающий процент армирования;

$\mu_{тр}$	– коэффициент трения;
ν	– коэффициент, учитывающий деформации ползучести;
ν_p	– коэффициент Пуассона;
σ_1	– сжимающее напряжение в сечении сжатого элемента от внешней нагрузки;
σ_2	– вторичные напряжения;
$\sigma_{crc}, \sigma_{ult,1(2)}$	– сжимающие напряжения в сечении элемента, соответствующие стадиям предела упругости и начала разрушения;
σ_{ef}	– напряжение в ядре сжатия;
σ_{mt}	– растягивающие напряжения в сжато-растянутой зоне;
σ_s	– растягивающие напряжения в стальных хомутах обоймы;
σ_t	– растягивающее напряжение в сжато-растянутой зоне в интервале $[0 \div R_{t,u}]$;
$\sigma_{t,(x)}, \sigma_{t,(y)}$	– растягивающие поперечные напряжения, ориентированные по сторонам сечения элемента;
$\sigma_{об}$	– обойменное напряжение;
τ	– касательные напряжения в зоне среза (сдвига);
φ	– коэффициент продольного изгиба;
φ_{cs}	– коэффициент продольного изгиба комплексной конструкции.

».

4 Общие требования

Пункт 4.11. Изложить в новой редакции:

«4.11 При проектировании методов усиления каменных и армокаменных конструкций зданий и сооружений следует предусматривать мероприятия, обеспечивающие возможность их применения в зимних условиях.».

Пункт 4.12. Дополнить абзацем в следующей редакции:

«При усилении каменных и армокаменных конструкций полимерными композитными материалами последние должны быть защищены от возгорания, нагрева выше температуры стеклования композитного материала и (или) термореактивного адгезива.».

Пункт 4.14. Изложить в новой редакции:

«4.14 К наружным стенам предъявляют требования по обеспечению термического сопротивления в соответствии с СП 50.13330.».

5 Материалы

Пункт 5.2. Дополнить абзацем в следующей редакции:

«Продольное армирование кладки лицевого слоя и гибкие связи в наружных многослойных стенах следует выполнять из полимерных композитных материалов и стали в соответствии с СП 15.13330 и СП 327.1325800.».

Раздел 5 дополнить пунктом 5.4 в следующей редакции:

«5.4 Полимерные композитные материалы, применяемые для усиления или восстановления каменных конструкций внешним армированием, должны соответствовать требованиям действующих нормативных документов, иметь сопроводительную документацию, подтверждающую их соответствие нормативным требованиям, включая паспорта качества и (или) протоколы испытаний, и должны подвергаться входному контролю по ГОСТ 24297.».

6 Расчетные характеристики

Пункт 6.1. Заменить слова: «в таблицах 2–13 СП 15.13330.2012» на «в таблицах 6.2–6.13 СП 15.13330.2020».

Пункт 6.2. Исключить.

Пункты 6.3, 6.4. Изложить в новой редакции:

«6.3 Деформации каменной кладки зависят от длительности и скорости приложения нагрузки.

Полная относительная деформация кладки ε без учета влажностных деформаций (усадки или набухания) может быть выражена формулой

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_{1g} + \varepsilon_{2g}, \quad (1)$$

где ε_0 – упругая относительная деформация кладки;

ε_{1g} – пластическая деформация, возникающая при кратковременной нагрузке (т. е.

при нагрузке длительностью до 1 ч);

ε_{2g} – деформация ползучести.

При уровне обжатия кладки $\sigma \leq 0,6R_u$ доля нелинейных кратковременных деформаций от их полной величины невелика и ими можно пренебречь, т.е. принимается $\varepsilon_{lg} = 0$.

Наибольшие деформации ползучести протекают в первые месяцы после загрузки, а затем постепенно затухают и через пять лет дальнейший их рост можно не учитывать.

6.4 Относительные деформации кладки ε при кратковременной нагрузке определяют по формуле

$$\varepsilon = -\frac{1,1}{\alpha} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{1,1R_u}\right) = 1000 \frac{B}{\alpha}, \quad (2)$$

где σ – напряжение, при котором определяется ε ;

R_u – временное сопротивление кладки сжатию, определяемое по формуле (3);

α – упругая характеристика кладки, принимаемая по таблице 1.

Упругие характеристики кладки с сетчатым и продольным армированием принимаются по формуле (4).

Значения коэффициента B приведены в таблице 1а.

R_u – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки определяют по формуле

$$R_u = k \cdot R, \quad (3)$$

где k – коэффициент, принимаемый по таблице 2;

R – расчетные сопротивления сжатию кладки, принимаемые по таблицам 6.2–6.10 СП 15.13330.2020 с учетом коэффициентов, приведенных в примечаниях к этим таблицам, а также в пунктах 6.13–6.15 СП 15.13330.2020.

Т а б л и ц а 1

Вид кладки	Упругая характеристика α при				
	марках раствора			прочности раствора	
	25–200	10	4	0,2	Нулевой
1 Из крупных блоков, изготовленных тяжелого и крупнопористого бетона на тяжелых заполнителях и из тяжелого природного камня ($\gamma \geq 1800 \text{ кг/м}^3$)	1500	1000	750	750	500
2 Из камней, изготовленных из тяжелого бетона, тяжелых природных камней и бута	1500	1000	750	500	350
3 Из крупных блоков, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, крупнопористого бетона на легких заполнителях, плотного силикатного бетона и из легкого природного камня	1000	750	500	500	350
4 Из крупных блоков, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	750	500	500	350
неавтоклавных	500	500	350	350	350
5 Из камней, изготовленных из ячеистых бетонов:					
автоклавных	750	500	350	350	200
неавтоклавных	500	350	200	200	200
6 Из керамических камней (кроме крупноформатных)	1200	1000	750	500	350

7 Из кирпича керамического пластического прессования полнотелого и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, из легких природных камней	1000	750	500	350	200
8 Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
9 Из кирпича керамического полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200
П р и м е ч а н и я 1 При определении коэффициентов продольного изгиба для элементов с гибкостью $l/i \leq 28$ или отношением $l/h \leq 8$. Допускается принимать значения упругой характеристики кладки из кирпича всех видов как из кирпича пластического прессования. 2 Приведенные в настоящей таблице (пункты 7–9) значения упругой характеристики α для кирпичной кладки распространяются на виброкирпичные панели и блоки. 3 Упругую характеристику бутобетона α принимают равной 2000. 4 Для кладки на легких растворах значения упругой характеристики α следует принимать с коэффициентом 0,7. 5 Упругие характеристики кладки из природных камней допускается уточнять на основе результатов экспериментальных исследований. 6 Для кладки из крупноформатных камней α следует принимать как для керамических камней с коэффициентом 0,7.					

Таблица 1 а

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

Т а б л и ц а 2

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

Упругую характеристику армированной кладки следует определять по формуле

$$\alpha_{sk} = \alpha \cdot R_u / R_{sku}. \quad (4)$$

В формулах (2) и (4) R_{sku} – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150 мм определяют по формулам:

для кладки с продольной арматурой

$$R_{sku} = k \cdot R + \frac{R_{sn} \cdot \mu}{100}; \quad (5)$$

для кладки с сетчатой арматурой

$$R_{sku} = k \cdot R + \frac{2R_{sn} \cdot \mu}{100}, \quad (6)$$

где μ – процент армирования кладки;

для кладки с продольной арматурой

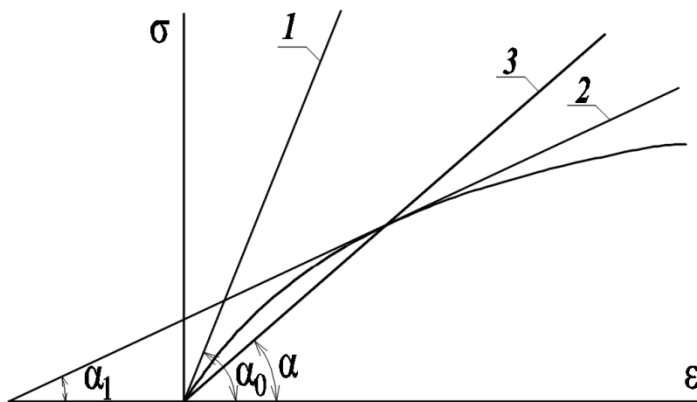
$$\mu = \frac{A_s}{A_k}, \quad (7)$$

где A_s и A_k – площади сечения арматуры и кладки соответственно, для кладки с сетчатой арматурой μ определяется по пункту 7.31 СП 15.13330.2020;

R_{sn} – нормативные значения сопротивления арматуры в армированной кладке, принимаемые для сталей классов А240 и А300, а для стали класса В500 – с коэффициентом условий работы 0,6 в соответствии с СП 63.13330.

В зависимости от конструктивного решения менее благоприятные результаты могут быть получены как при кратковременных, так и при длительных нагрузках. Например, в многослойной конструкции в одном из слоев вертикальные усилия с течением времени могут уменьшаться, а в другом, наоборот, увеличиваться на ту же величину. Поэтому необходимо учитывать деформации, возникающие как при кратковременной, так и при длительной нагрузках. То же можно сказать и о совместно работающих разнозагруженных или выполненных из разных по деформативности материалов.

Зависимость между напряжениями и деформациями (формула (2)) – нелинейная, модуль деформации – величина непостоянная (рисунок 1а).



1 – начальный модуль деформаций (модуль упругости) $E_0 = \operatorname{tg} \alpha_0$; 2 – касательный модуль деформаций $E_{tan} = \operatorname{tg} \alpha_1$; 3 – секущий модуль деформаций $E = \operatorname{tg} \alpha$

Рисунок 1а – Модули деформаций кладки

Модуль упругости (начальный модуль деформаций) для неармированной кладки E_0 при кратковременной сжимающей нагрузке $\sigma < 0,3R_u$ принимают равным

$$E_0 = \alpha \cdot R_u; \quad (8)$$

где α – упругая характеристика кладки, принимаемая по таблице 1.

Модуль упругости кладки с сетчатым армированием, расположенным в горизонтальных растворных швах, и продольным армированием принимают таким же, как для неармированной кладки.

Касательный модуль деформаций принимают равным

$$E_{tan} = d\sigma/d\varepsilon; \quad (9)$$

секущий модуль деформаций:

$$E = \sigma/\varepsilon. \quad (10)$$

При зависимости между напряжениями и деформациями (формула (2)) касательный модуль деформаций определяют по формуле

$$E_{tan} = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{1,1R_u}\right). \quad (11)».$$

Пункт 6.5. Заменить слова: «Относительная деформация» на «Относительную деформацию», «определяется» на «определяют».

Пункт 6.6. Изложить в новой редакции:

«6.6 Модуль упругости кладки E_0 при постоянной и длительной нагрузке с учетом ползучести следует уменьшать путем деления его на коэффициент ν .

Длительный модуль деформаций для различных периодов строительства и эксплуатации определяют по следующим формулам:

на момент T_1 окончания непрерывно возрастающей нагрузки:

$$E^{ок} = E_0 / \nu^{ок}, \quad (13)$$

с момента окончания роста нагрузки t_1 до полного затухания деформаций ползучести:

$$E^{ок-дл} = E_0 / \nu^{ок-дл}, \quad (13a)$$

где коэффициенты для определения полных деформаций кладки на момент окончания роста нагрузки $\nu^{ок}$ и с момента окончания роста нагрузки $\nu^{ок-дл}$ равны:

$$\nu^{ок} = 1,56C + 2,06 - 0,5 \lg t_1; \quad (13б)$$

$$\nu^{ок-дл} = C (3,51 - 1,16 \cdot \lg t_1, \quad (13в)$$

где t_1 – безразмерный коэффициент, численно равный времени окончания роста нагрузки T_1 .

Коэффициенты C равны:

$A \cdot \alpha = 0,46$ – для кладки из керамических камней;

$0,7$ – для кладки из керамического кирпича пластического прессования;

$1,1$ – для кладки из силикатного кирпича;

$0,35$ – для кладки из керамического кирпича полусухого прессования.

Значения коэффициента A , характеризующего ползучесть кладки, принимают:

- из керамических камней $A=0,38 \cdot 10^{-3}$, из керамического кирпича пластического и полусухого прессования $A = 0,7 \cdot 10^{-3}$, из силикатного кирпича $A = 1,4 \cdot 10^{-3}$ ».

Пункт 6.9. Изложить в новой редакции:

«6.9 Модуль сдвига кладки следует принимать по формуле

$$G = 0,4 \cdot E_0, \quad (13г)$$

где E_0 – модуль упругости при сжатии.».

Пункт 6.10. Заменить слово: «по таблице 17 СП 15.13330.2012» на «по таблице 6.17 СП 15.13330.2020».

Пункт 6.11. Заменить слова: «следует принимать по таблице 18 СП 15.13330.2012» на «принимают по таблице 6.18 СП 15.13330.2020».

7 Расчет элементов конструкций по предельным состояниям первой группы (по несущей способности)

Пункт 7.1. Рисунок 1. Пояснение к рисунку 1. Перечисление з). Изложить в новой редакции: «трещины через 15–20 см длиной более 65 см (множественные силовые трещины)».

Третье перечисление. Заменить слова: «рисунок 2» на: «рисунки 2, 2а».

Дополнить абзацем в следующей редакции:

«Несущая способность конструкций с множественными вертикальными силовыми трещинами (рисунок 1,з) практически исчерпана. Коэффициент технического состояния конструкций, учитывающий снижение несущей способности при наличии трещин k_{mc} в соответствии с таблицей 4, а также в соответствии с таблицей 5 при краевом повреждении кладки вертикальными и косыми трещинами под опорами балок и т.п. на глубину более 2 см принимают равным нулю. Усиление такой кладки требует особой тщательности.».

Пункт 7.2. Дополнить слова: «усадке и т.п.» словами: «рисунки 2б, 2в, 2г, 2д».

Заменить слово: «выделенных» на «разделенных».

Рисунок 2. Наименование изложить в новой редакции:

«Рисунок 2 – Повреждение опорных участков пилястр каменных стен при опирании на них ферм и балок».

Дополнить рисунком 2а:

«

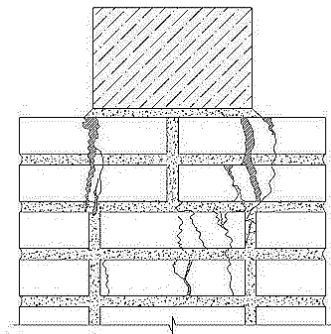


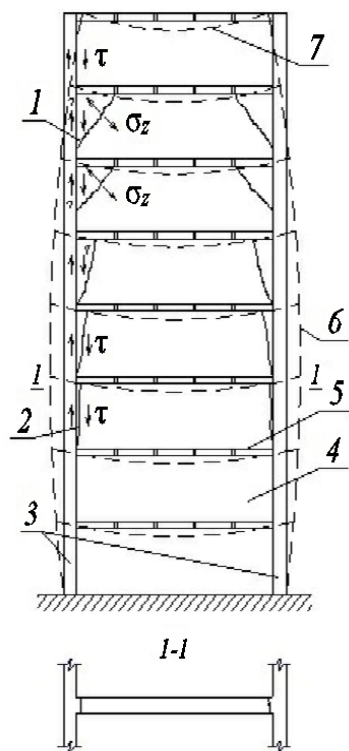
Рисунок 2а – Трещины в кладке под опорами балок на расстоянии от края простенка 12 см и более».

Раздел дополнить (перед пунктом 7.3) наименованием подраздела в следующей редакции: **«Деформационные трещины».**

Пункт 7.3. Изложить в новой редакции:

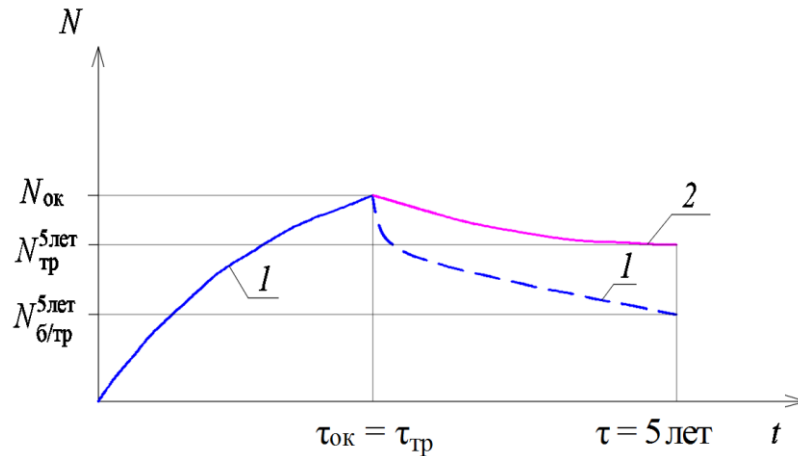
«7.3 При наличии трещин в местах пересечения стен (рисунки 2б, 2в, 2г) или при разрыве поперечных связей между стенами, колоннами и перекрытиями несущая способность и устойчивость стен, столбов, колонн и пилонов при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок определяется с учетом фактической свободной высоты стен и столбов между сохранившимися точками закрепления (связями) стен или столбов по вертикали.

При образовании трещин, разделивших стены или их участки на отдельные части, следует учитывать возможное перераспределение нагрузок между ними, которое протекает, как правило, во времени. При этом стены, деформации которых до образования трещин были выше, разгружаются, а участки с меньшими величинами деформаций догружаются (рисунки 2в, 2г).



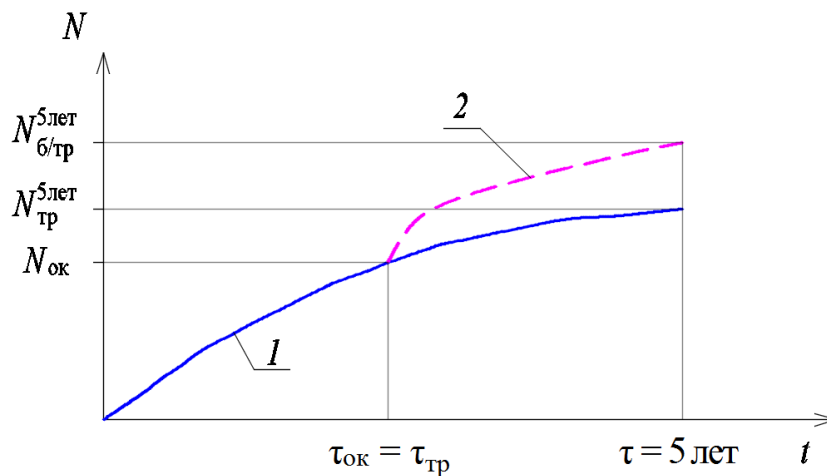
1 – наклонные трещины; 2 – вертикальные трещины; 3 – менее деформируемые стены;
 4 – более деформируемая стена; 5 – плита перекрытия; 6 – поперечные перемещения
 стены; 7 – вертикальные перемещения стены; σ – главные растягивающие напряжения; τ –
 касательные напряжения

Рисунок 2б – Схема деформационных трещин между разнозагруженными стенами



1 – без учета появления трещин; 2 – с учетом появления трещин; $N_{ок}$ – усилие на момент окончания возведения стен; $N_{тр}^{5 лет}$ – усилие после затухания деформаций ползучести (через 5 лет) в стенах с трещинами между ними; $N_{б/тр}^{5 лет}$ – усилие после затухания деформаций ползучести (через 5 лет) в стенах без трещин; $\tau_{ок}$ – время окончания возведения; $\tau_{тр}$ – момент появления трещин

Рисунок 2в – График изменения во времени t вертикальных усилий N в более деформируемой стене



1 – без учета появления трещин; 2 – с учетом появления трещин; $N_{ок}$ – усилие на момент окончания возведения стен; $N_{тр}^{5 лет}$ – усилие после затухания деформаций ползучести (через 5 лет) в стенах с трещинами между ними; $N_{б/тр}^{5 лет}$ – усилие после затухания деформаций ползучести (через 5 лет) в стенах без трещин; $\tau_{ок}$ – время окончания возведения; $\tau_{тр}$ – момент появления трещин

Рисунок 2г – График изменения во времени t вертикальных усилий N в

менее деформируемой стене

Следует различать трещины, возникшие вследствие неодинаковых вертикальных деформаций пересекающихся стен или их участков (рисунок, 2б) и трещин от неравномерной осадки фундаментов (рисунок 2д).

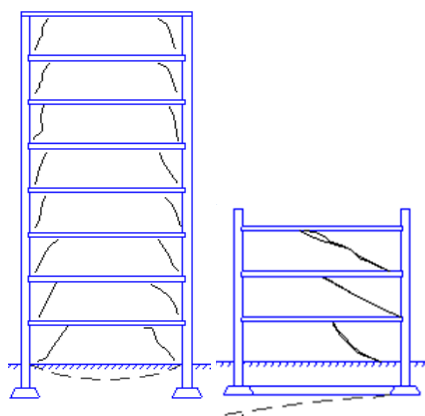


Рисунок 2д – Примеры деформационных трещин вследствие неравномерной осадки фундаментов

Как правило, и те, и другие трещины возникают спустя некоторое время после окончания возведения здания. При этом трещины от неодинаковых вертикальных деформаций кладки развиваются в течение первых трех-пяти лет вследствие деформаций ползучести и усадки кладки.

Отличительная особенность трещин от неодинаковых деформаций кладки следующая: в верхних и средних по высоте этажах эти трещины в большинстве случаев наклонные, а в нижних этажах – вертикальные. Наибольшее раскрытие трещин наблюдается в верхних этажах.

Для уточнения причин, вызвавших трещины, производят расчет протяженных стен на разность деформаций кладки в соответствии с приложением В СП 15.13330.2020.

В протяженных зданиях при расстояниях между вертикальными деформационными швами, превышающими предельные значения, приведенные в

таблице 9.7 СП 15.13330.2020, в холодное время года могут возникать вертикальные трещины в наружных несущих и самонесущих стенах, вызванные сдерживанием температурных деформаций кладки стен фундаментами (рисунок 2е). Трещины проходят преимущественно по оконным и дверным проемам, наибольшее их количество и ширина раскрытия наблюдается в уровне нижнего этажа.

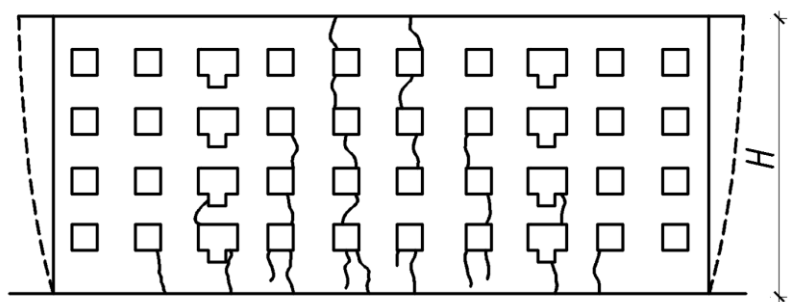


Рисунок 2е – Деформационные трещины в несущих и самонесущих стенах от температурно-влажностных деформаций

В кладке лицевого слоя наружных ненесущих стен, опирающейся в уровне перекрытий на железобетонную плиту или стальные кронштейны, могут наблюдаться преимущественно вертикальные трещины, вызванные сдерживанием температурных деформаций кладки на опоре (рисунок 2ж). Расчет таких стен выполняют в соответствии с СП 327.1325800.

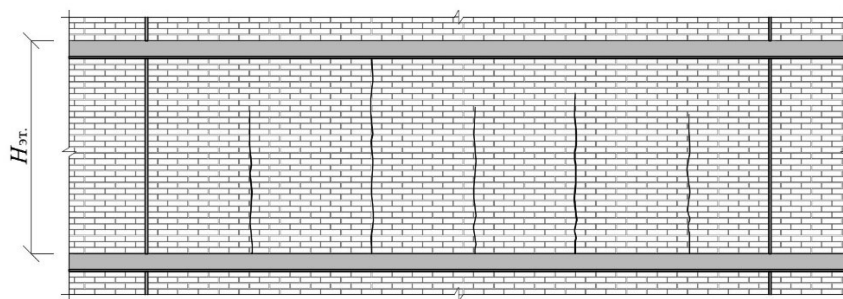
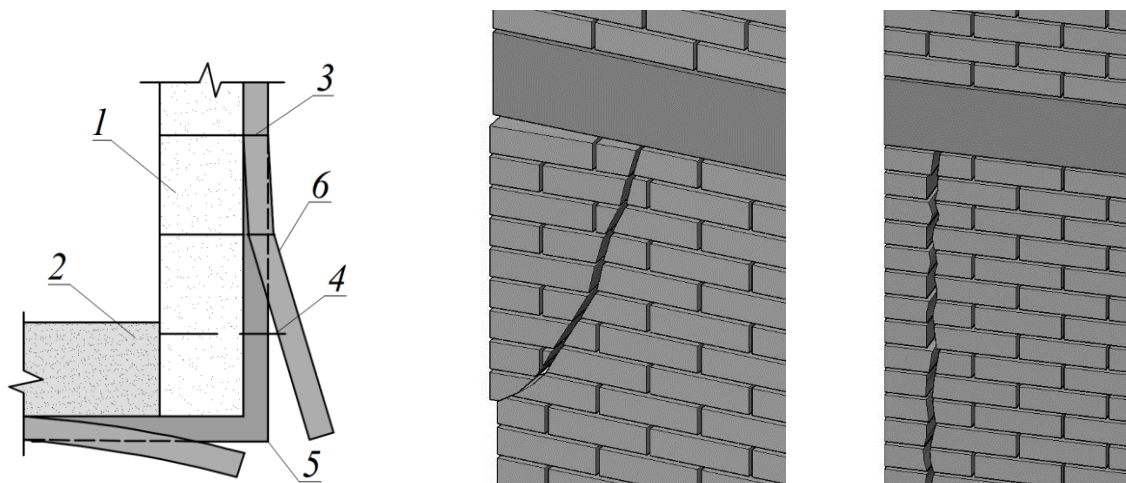


Рисунок 2ж – Деформационные трещины в лицевом слое ненесущих стен высотой на один этаж от температурно-влажностных деформаций на прямолинейных участках между вертикальными деформационными швами

Трещины на углах (рисунок 2и) образуются преимущественно на обращенных к солнцу фасадах в теплое время года. Возможны два варианта образования трещин. По одному из них может произойти излом кладки из плоскости с исключением из работы расположенных на углу связей, крепящих лицевой слой. По другому варианту образуется вертикальная трещина, при этом может сохраняться работоспособность связей по одной из стен.



1 – железобетонный пилон; 2 – внутренний слой; 3 – сохранившаяся связь; 4 – выключенная из работы связь; 5 – лицевой слой; 6 – излом кладки

Рисунок 2и – Деформационные трещины в лицевом слое ненесущих стен высотой на один этаж от температурно-влажностных деформаций на углу при отсутствии там деформационного шва».

Пункт 7.6. Исключить слова: «ручным инструментом».

8 Усиление каменных конструкций

Пункт 8.9. Заменить ссылку: «4.1 СП 15.13330.2012» на «7.7 СП 15.13330.2020».

Пункт 8.15. Второй абзац. Исключить.

Пункт 8.21. Второй абзац. Исключить слово: «(раздел 9)».

9 Расчет каменных конструкций, усиленных полимерными композитными материалами по предельным состояниям первой группы (по несущей способности)

Пункт 9.1. Заменить слова: «предел прочности» на «расчетное сопротивление».

Исключить единицы измерения: «, Н/мм²» и «, мм²».

Пункт 9.2. Заменить ссылку: «по СП 15.13330.2012 (таблицы 2–10)» на «по таблицам 6.2–6.10 СП 15.13330.2020».

Заменить ссылку: «по СП 15.13330.2012 (таблица 7.2)» на «по таблице 7.1 СП 15.13330.2020».

Заменить ссылку: «по СП 15.13330.2012 (таблица 20)» на «по 7.7 СП 15.13330.2020».

Рисунок 10. Изложить в новой редакции:

«

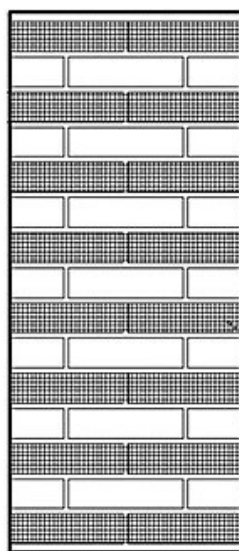


Рисунок 10 – Схема усиления кирпичного столба обоями (бандажами) из полимерных композитных материалов».

Свод правил дополнить разделом 10а в следующей редакции:

«10а Элементы из каменной кладки, усиленные косвенным армированием

10а.1 Различают два случая косвенного армирования уже возведенной кладки:

- армирование для повышения несущей способности кладки при сжатии, в том числе при местном приложении нагрузки;

- конструктивное армирование, выполняемое для восстановления монолитности кладки с трещинами, расслоившейся кладки, на участках сопряжения «старой» и «новой» кладки (при закладке проемов, ниш, штраб, ремонте с вычинкой кладки и т.п.).

Косвенное армирование кладки для повышения ее несущей способности при сжатии выполняют стальными шпильками с резьбой по всей их длине (рисунок 11а). Шпильки устанавливают в горизонтальные отверстия, пробуренные в кладке.

Расстояния между отверстиями одного ряда принимают по горизонтали не более 15 см и по вертикали между отверстиями того же направления не более 20 см.

Отверстия заполняют клеевым составом. По концам шпилек устанавливают стальные шайбы диаметром не менее 4 см, прижимаемые стальными гайками.

Расчет конструкций из кирпичной кладки, усиленной косвенным армированием, при центральном и внецентренном сжатии при эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения, выполняют по формуле

$$N \leq \psi \varphi \left[\left(m_g m_k R + \eta \frac{\gamma_{sw} \cdot \mu}{1 + 3\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) A \right]. \quad (65a)$$

Коэффициенты ψ и η принимают при центральном сжатии $\psi = 1$ и $\eta = 1$; при внецентренном сжатии (по аналогии с внецентренно сжатыми элементами с сетчатым армированием) определяют по формулам:

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h}; \quad (65б)$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h}. \quad (65в)$$

В формулах (65а)–(65в):

N – продольная сила;

A – площадь сечения усиливаемой кладки;

R – расчетное сопротивление кладки сжатию;

R_{sw} – расчетное сопротивление стали шпилек, принимаемые с коэффициентом условий работы 0,6;

φ – коэффициент продольного изгиба (при определении φ значение α принимают как для не усиленной кладки);

m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительного воздействия нагрузки (СП 15.13330);

m_k – коэффициент условий работы кладки, принимаемый равным 1,0 для кладки без повреждений и 0,7 – для кладки с трещинами;

γ_{sw} – коэффициент условий работы косвенной арматуры (стальных шпилек) принимают:

$\gamma_{sw} = 3,0$ при диаметре стальных шайб не менее 4 см, контролируемом заполнении отверстия со шпилькой клеем, предварительном натяжении шпилек с помощью расположенных на концах гаек с усилием, равным 10 % предельного усилия (натяжение выполняется сразу после заполнения отверстия клеем) и при соблюдении конструктивных указаний по расстоянию между шпильками;

$\gamma_{sw} = 2,5$ при диаметре стальных шайб менее 4 см, контролируемом заполнении отверстия со шпилькой клеем, предварительном натяжении шпилек с помощью расположенных на концах гаек с усилием, равным 10 % предельного усилия (натяжение выполняется сразу после заполнения отверстия клеем) и при соблюдении конструктивных указаний по расстоянию между шпильками;

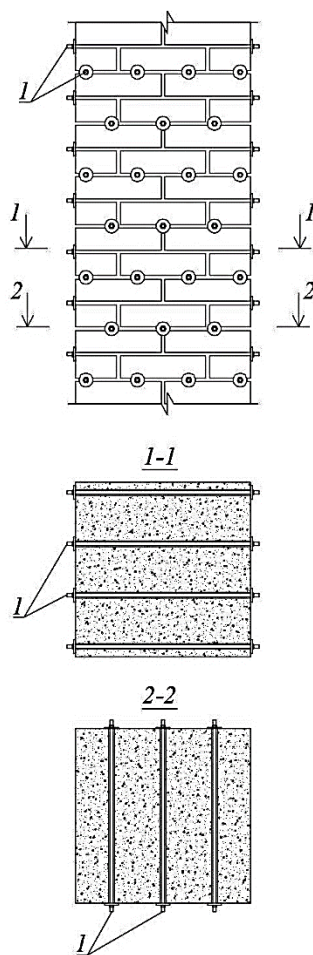
$\gamma_{sw} = 1,5$ при установке шпилек только на клею при контролируемом заполнении отверстия и при соблюдении конструктивных указаний по расстоянию между шпильками;

μ – процент армирования стальными шпильками, определяемый по формуле

$$\mu = \frac{V_s}{V_k} \cdot 100, \quad (65\Gamma)$$

где V_s, V_k – объемы кладки и находящейся в ней арматуры (шпилек) соответственно.

При несоблюдении требуемых расстояний между шпильками усиление считают конструктивным, направленным на повышение монолитности кладки. Его применяют в сочетании с инъекцией кладки на участках с деформационными трещинами, ремонта кладки с вычинкой, сопряжения разнородных кладок, при заполнении проемов, штраб, ниш и т.п.



1 – стальные шпильки с резьбой по всей их длине

Рисунок 11а – Схема усиления кладки косвенным армированием в виде стальных шпилек».

11 Замена простенков и столбов новой кладкой

Пункт 11.5. Второй абзац. Дополнить предложением в следующей редакции:
«Наилучший результат достигается инъекцией раствора под давлением.».

12 Обеспечение пространственной жесткости зданий напряженными поясами, ненапрягаемыми связями и обвязками

Пункт 12.2. Дополнить слова: «Основные причины появления» словом: «деформационных».

Пункт 12.5. Первое предложение. Исключить слово: «вручную».

13 Повреждение и ремонт лицевого слоя несущих и самонесущих двухслойных стен зданий из кирпича и керамических камней

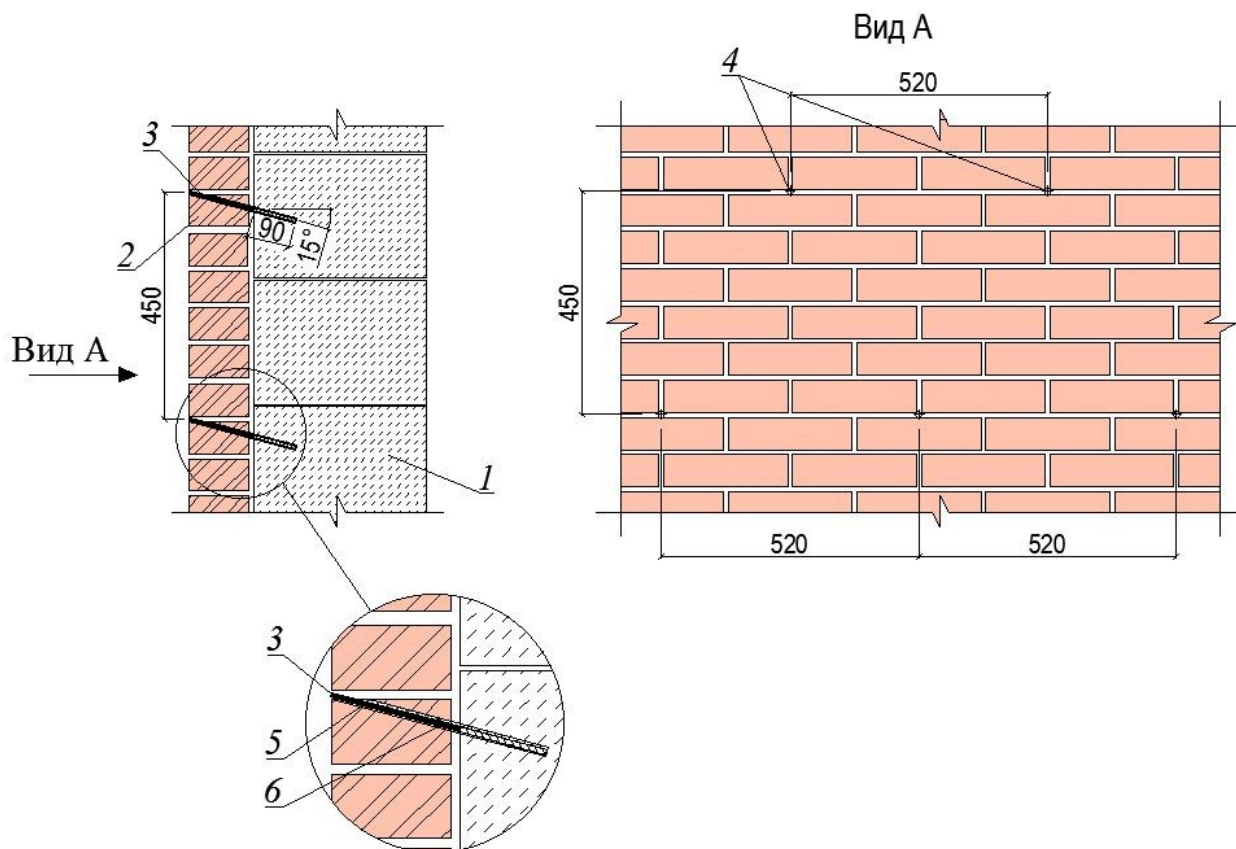
Заменить слова: «Ремонт лицевого слоя» на «Ремонт лицевого слоя в двухслойных несущих и самонесущих стенах с соединением слоев перевязкой».

Пункт 13.10. Наименование рисунка 19. Изложить в новой редакции:
«*Рисунок 19 – Крепление лицевого слоя к кладке внутреннего слоя*».

Дополнить наименованием подраздела и пунктами 13.15, 13.16 в следующей редакции:

«Ремонт лицевого слоя в двухслойных ненесущих стенах с соединением слоев гибкими связями

13.15 Крепление отслоившегося лицевого слоя в двухслойной кладке с гибкими связями рекомендуется выполнять полимеркомпозитными или стальными связями, устанавливаемыми в пробуренные под углом отверстия (рисунок 20а).

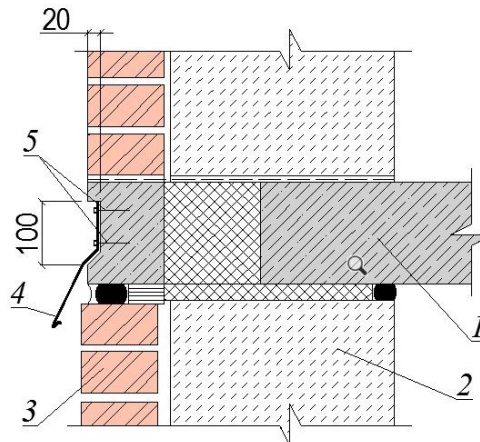


1 – газобетонный блок; 2 – кирпичная облицовка; 3 – гибкая связь;

4 – отверстие Ø12 мм; 5 – эпоксидный клей; 6 – резиновая заглушка

Рисунок 20а – Крепление отслоившегося лицевого слоя к внутреннему слою

13.16 В случае, когда лицевой слой кладки в уровне горизонтального деформационного шва выступает из-под плиты перекрытия на величину более 1 см, рекомендуется защитить его козырьком из металлопластика (рисунок 20б).



1 – плита перекрытия; 2 – газобетонные блоки; 3 – кирпичная облицовка; 4 – капельники;
5 – распорный анкер

Рисунок 20б – Устройство защиты горизонтального деформационного шва».

Свод правил дополнить приложением А в следующей редакции:

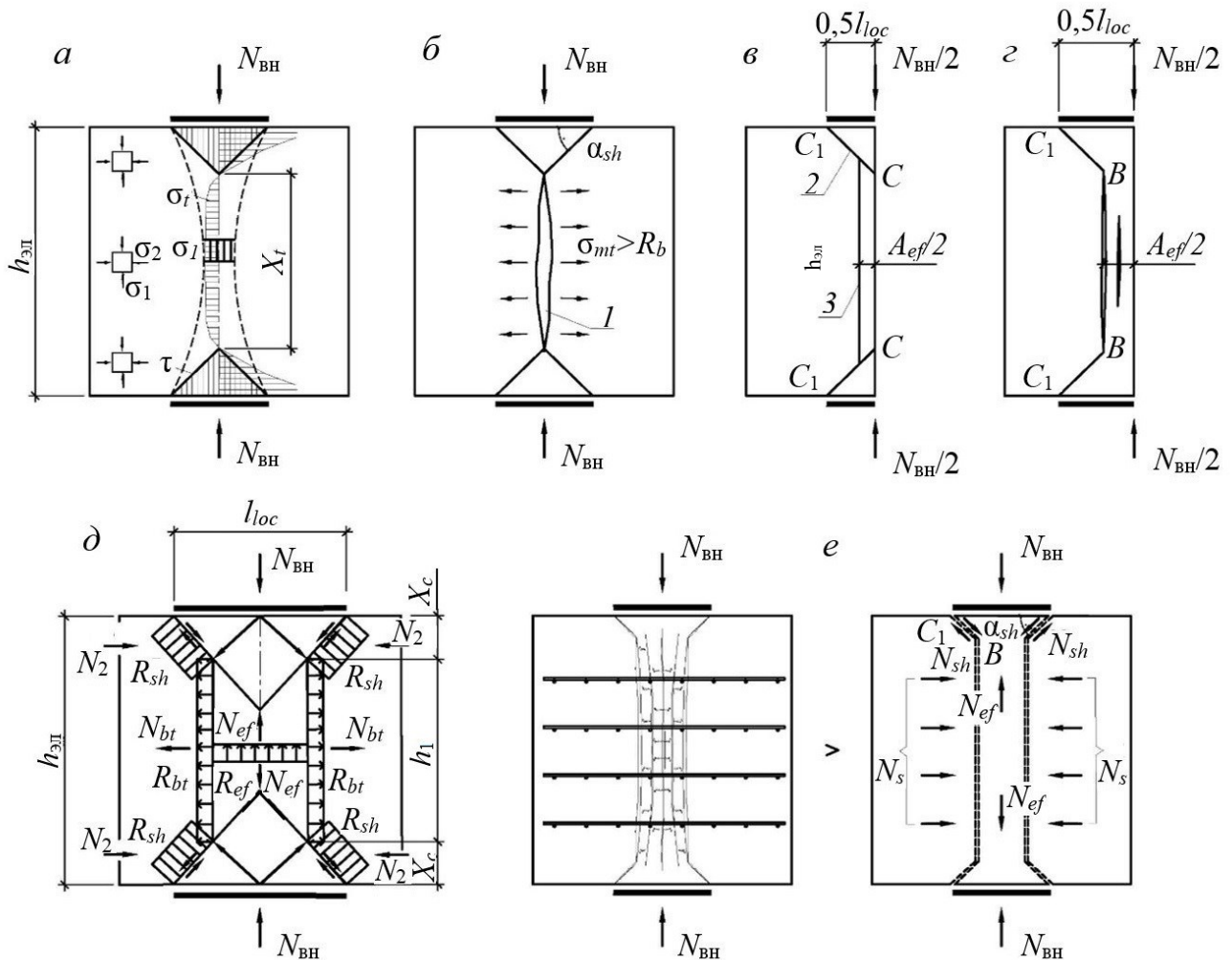
«Приложение А Методика расчета усиленных обоймами сжатых конструкций с применением диаграмм деформирования

А.1 Основные положения теории силового сопротивления анизотропных материалов сжатию

А.1.1 Теория силового сопротивления анизотропных материалов при сжатии представляет собой подход к оценке прочности на основе физической модели, учитывающей все возможные схемы и механизмы разрушения, в том числе при местном действии нагрузки, двух- и трехосном сжатии с построением соответствующих критериев прочности (рисунок А.1).

Расчетная схема физической модели (рисунок А.1,2) соответствует механизмам разрушения с реализацией деструктивных процессов – отрыва, сдвига по соответствующим поверхностям и раздавливания в пределах ядра сжатия. Под

раздавливанием понимается разрушение материала с достижением предела прочности при сжатии.



a – упругая стадия; *б* – стадия развития вертикальной трещины; *в* – стадия разрушения вдоль граней клина при местном действии нагрузки; *г* – стадия разрушения по вертикальной полосе между клиньями при местном действии нагрузки; *д* – расчетная схема для оценки прочности; *е* – расчетная схема для оценки прочности при наличии сетчатого армирования или усиления обоймой;

l – трещина, *2* – поверхность сдвига, *3* – поверхность отрыва

Пр и м е ч а н и е – Обозначения величин – см. подраздел 3.2.

Рисунок А.1 – Физическая модель разрушения анизотропных материалов при сжатии

А.1.2 Общее условие прочности теории силового сопротивления анизотропных материалов сжатию описывает процесс макроразрушения в предельном состоянии, как одновременное достижение напряжениями в расчетных зонах сопротивлений растяжению, сдвигу и раздавливанию и определяется по формуле

$$N_{ult} \leq (N_t \cos \alpha_{sh} + N_{sh}) / \sin \alpha_{sh} + N_{ef}, \quad (\text{A.1})$$

где N_{ult} – внешнее сжимающее усилие, действующее на конструкцию или элемент;

N_t – величина растягивающего усилия, действующего по площади поверхности/поверхностей отрыва в средней сжато-растянутой области;

N_{sh} – величина усилия сдвига, действующего по поверхностям клиновидных приопорных зон;

N_{ef} – сжимающее усилие, действующее в пределах ядра сжатия;

$$N_t = R_t A_t, N_{sh} = R_{sh} A_{sh}, N_{ef} = R_{ef} A_{ef}, \quad (\text{A.2})$$

где R_t, R_{sh}, R_{ef} – соответственно расчетные сопротивления кладки растяжению, сдвигу и сжатию;

$$A_t = (h_{эл} - l_{loc} \sin \alpha_{sh} \cos \alpha_{sh}) b_{эл}; \quad (\text{A.3})$$

$$A_{sh} = l_{loc} (1 + \sin^2 \alpha_{sh}) \cos \alpha_{sh}; \quad (\text{A.4})$$

$$A_{ef} = l_{loc}^2 \sin^4 \alpha_{sh}; \quad (\text{A.5})$$

$$\alpha_{sh} = \arctg (0,25 R / R_t - 1,56), \quad (\text{A.6})$$

где A_b , A_{sh} , A_{ef} – площади поверхностей отрыва в средней сжато-растянутой области, сдвига в приопорных зонах и раздавливания в пределах ядра сжатия;

α_{sh} – угол наклона граней клина к поверхности грузовой площадки (рисунок А.1,б, δ), определяемый в зависимости от соотношения сопротивлений материала сжатию и растяжению;

$h_{эл}$, $b_{эл}$ – высота и толщина нагружаемого элемента;

l_{loc} – размер грузовой площадки.

Для сжатых конструкций, усиленных обоймами, характерны два случая разрушения: от разрыва элементов обоек (хомутов, поясов) под влиянием поперечных деформаций или компрессионное разрушение кладки. Компрессионное разрушение реализуется в следующих случаях:

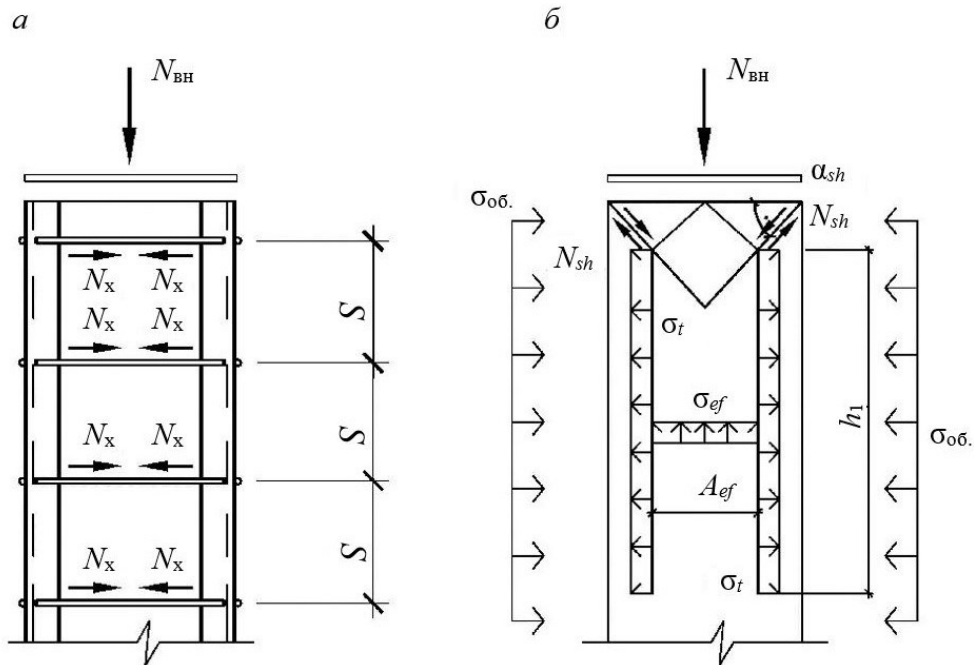
- избыточная площадь сечения и(или) малый шаг хомутов в случае стальной обоймы;
- избыточное поперечное армирование в случае железобетонной обоймы;
- избыточная площадь сечения поясов в случае композитной обоймы.

В составе данного приложения приведены условия для оценки характера возможного разрушения усиленных элементов и соответствующей оптимизации принятых параметров обоек для снижения их материалоемкости.

А.2 Расчет каменных и армокаменных конструкций по прочности, жесткости и трещиностойкости с использованием диаграмм деформирования материалов

А.2.1 Усиление кладки стальной обоймой

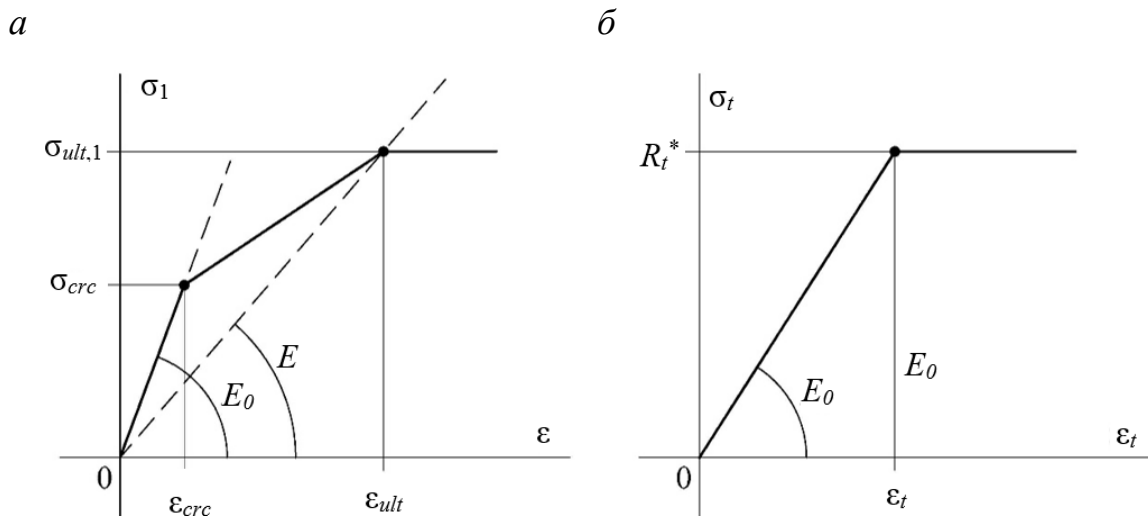
А.2.1.1 Расчет усиления сжатой кладки стальной обоймой, стесняющей поперечные деформации сжатой конструкции (рисунок А.2), выполняется с определением координат параметрических точек диаграмм деформирования (рисунок А.3).



a – конструктивное решение обоймы; *б* – расчетная схема

Примечание – Обозначения величин – см. подраздел 3.2.

Рисунок А.2 – К оценке напряженного состояния сжатого элемента, усиленного стальной обоймой



a – продольные деформации укорочения вдоль вектора сжимающего усилия; *б* – поперечные деформации растяжения

Примечание – Обозначения величин – см. подраздел 3.2.

Рисунок А.3 – Расчетные диаграммы деформирования

А.2.1.2 Координаты параметрических точек диаграмм определяются следующим образом:

- напряжения σ_1 , соответствующие началу трещинообразования:

$$\sigma_{crc} = k_1 R_t^* \operatorname{ctg} \alpha_{sh}, \quad (\text{A.7})$$

где $k_1 = A_t / (A - A_{ef})$ – характеристика соотношения площади поверхностей отрыва и разности площадей поперечного сечения элемента и ядра сжатия;

R_t^* – приведенное сопротивление кладки растяжению:

$$R_t^* = R_t + R_t \mu = R_t (1 + \mu), \quad (\text{A.8})$$

где $\mu = A_s^\Sigma / A_t$ – соотношение площадей сечения растянутой зоны и хомутов обоймы в пределах ее высоты ;

α_{sh} – угол наклона поверхностей сдвига в приопорных зонах:

$$\alpha_{sh} = \operatorname{arctg} (0,25 R_u / R_t - 1,56), \quad (\text{A.9})$$

R_u – временное сопротивление кладки сжатию, определяемое по формуле (3);

A_t – суммарная площадь поверхностей отрыва, определяемая суммой $A_{t,1}, A_{t,2}$

$$A_{t,1} = 2b_{эл} (h_1 - a \sin \alpha_{sh} \cos \alpha_{sh}), \quad (\text{A.10})$$

$$A_{t,2} = 2a_{эл} (h_2 - b \sin \alpha_{sh} \cos \alpha_{sh}); \quad (\text{A.11})$$

h_1, h_2 – высоты сжато-растянутых зон с учетом возможного неравенства сторон поперечного сечения конструкции, $h_1 = 2,5a_{эл}, h_2 = 2,5b_{эл}$;

A – площадь поперечного сечения элемента;

$$A = a_{эл} b_{эл}, \quad (\text{A.12})$$

A_{ef} – площадь ядра сжатия:

$$A_{ef} = a_{эл} b_{эл} \sin^4 \alpha_{sh}, \quad (\text{A.13})$$

- временное сопротивление кладки сжатию при реализации разрушения от разрыва хомутов обоймы $\sigma_{ult,1}$:

$$\sigma_{ult,1} = k_1^* \sigma_{об} \operatorname{ctg} \alpha_{sh}^* + k_2 R_{sh}^* / \sin \alpha_{sh}^*, \quad (\text{A.14})$$

где $k_1^* = A_s / (A_{сеч.} - A_{ef}^*)$ – характеристика соотношения площади сечения хомутов обоймы в пределах A_t и разности площадей поперечного сечения элемента и ядра сжатия;

$k_2 = A_{sh}^* / (A - A_{ef}^*)$ – характеристика соотношения площади поверхностей сдвига и разности площадей поперечного сечения элемента и ядра сжатия;

A_{sh}^* – площадь поверхности сдвига в приопорной зоне

$$A_{sh}^* = a_{эл} b_{эл} (1 + \sin^2 \alpha_{sh}^*) \cos \alpha_{sh}^*, \quad (\text{A.15})$$

A_{ef}^* – площадь ядра сжатия

$$A_{ef}^* = a_{эл} b_{эл} \sin^4 \alpha_{sh}^*, \quad (\text{A.16})$$

R_{sh}^* – приведенное сопротивление кладки сдвигу

$$R_{sh}^* = R_{sh} + 0,6 R_{s,n} A_s / A_{sh}, \quad (\text{A.17})$$

α_{sh}^* – угол наклона поверхностей сдвига с учетом обжимающих напряжений, создаваемых обоймой:

$$\alpha_{sh}^* = \arctg(0,25 R_u / R_{t,u} + 0,35 \sigma_{об} - 1,56), \quad (\text{A.18})$$

где $\sigma_{об}$ – обойменное напряжение;

$R_{t,u}$ – временное сопротивление кладки растяжению, определяемое как $2R_t$.

Вычисление значений $\sigma_{об}$ производится из условия, что в предельном состоянии происходит разрыв хомутов обоймы:

$$\sigma_{об} = R_{s,n} A_s / (a_{эл} S), \quad (\text{A.19})$$

где $R_{s,n}$ – нормативное сопротивление стали хомутов;

A_s – площадь сечения хомутов обоймы в пределах растянутой

зоны A_t ;

$a_{эл}, S$ – размер сечения сжатого элемента и шаг хомутов по высоте.

Проверка компрессионного разрушения переармированной кладки проводится из условий:

$\sigma_{ult,1} < \sigma_{ult,2}$ – компрессионное разрушение не произойдет и изменение параметров обоймы не требуется;

$\sigma_{ult,1} \geq \sigma_{ult,2}$ – возможно компрессионное разрушение материала кладки и с целью оптимизации параметров обоймы рекомендуется снижение интенсивности армирования за счет уменьшения сечения хомутов либо увеличения их шага по высоте обоймы, где $\sigma_{ult,2}$ – временное сопротивление материала кладки в условиях трехосного сжатия:

$$\sigma_{ult,2} = R + 4 \sigma_{об}. \quad (A.20)$$

Величины напряжений σ_{crc} , $\sigma_{ult,1}$ – параметрические координаты диаграммы деформирования (рисунок А.3). Соответствующие им относительные продольные деформации конструкции определяют по формулам:

$$\varepsilon_{crc} = n_1 [1,1/\alpha \ln(1-\sigma_{crc}/1,1\sigma_{ult,1})];$$

$$(A.21)$$

$$\varepsilon_{ult} = n_2 [1,1/\alpha \ln(1-\sigma_{ult}/1,1\sigma_{ult,1})], \quad (A.22)$$

где α – упругая характеристика кладки, принимаемая по СП 15.13330.2020 (пункт 6.24, таблица 6.16);

n_1, n_2 – поправочные коэффициенты, принимаемые по таблице А.1.

Т а б л и ц а А.1 – Значения поправочных коэффициентов

Кирпич	Поправочный коэффициент	
	трещинообразование n_1	разрушение n_2
Керамический	0,7	0,7
Силикатный	0,7	1,0

Деформации поперечного расширения элемента в уровне средней сжато-растянутой зоны до образования трещин:

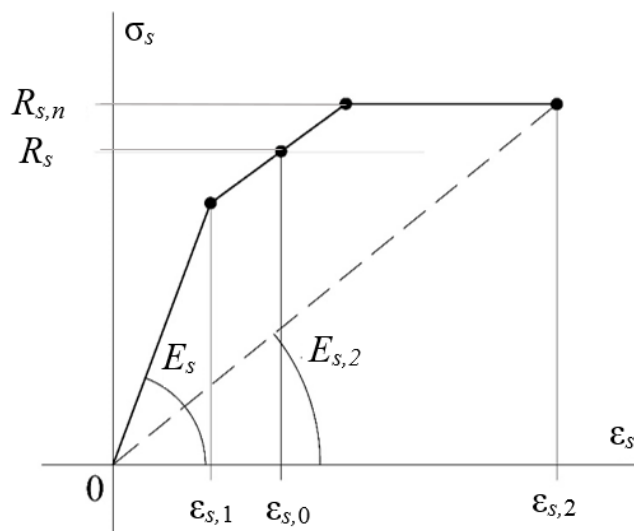
$$\varepsilon_t = \nu_P \varepsilon, \quad (\text{A.23})$$

где ν_P – коэффициент Пуассона, $\nu_P = 0,2$.

При наступлении предельного состояния, описываемого формулой (А.14), сопровождаемого разрывом хомутов, деформации стали и, соответственно, рассчитываемого элемента в средней зоне, определяют по формуле

$$\varepsilon_{s,2} = R_{s,n} E_{s,2}. \quad (\text{A.24})$$

Для определения значений модуля деформаций стали используются диаграммы (рисунок А.4), подобные приведенным в СП 63.13330.

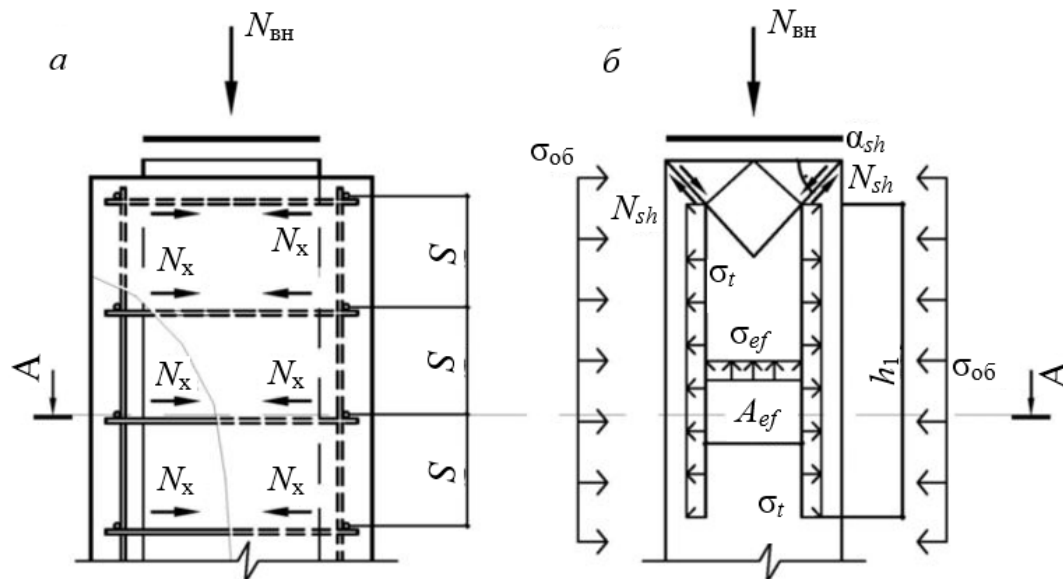


Примечание – Обозначения величин – см. подраздел 3.2.

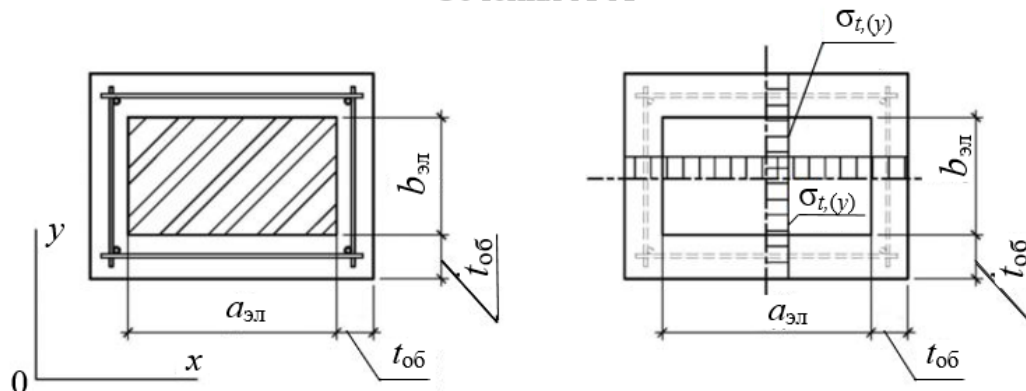
Рисунок А.4 – Расчетная диаграмма деформирования стали

А.2.2 Усиление кладки железобетонной обоймой

А.2.2.1 Расчет усиления сжатой кладки железобетонной обоймой, стесняющей поперечные деформации сжатой конструкции (рисунок А.5), выполняется с определением координат параметрических точек диаграмм деформирования (рисунок А.3).



Сечения А-А



a – конструктивное решение обоймы; *б* – расчетная схема

П р и м е ч а н и е – Обозначения величин – см. подраздел 3.2.

Рисунок А.5 – К расчету сжатого элемента, усиленного железобетонной облоймой

А.2.2.2 Координаты параметрических точек диаграмм определяются следующим образом:

- напряжения σ_1 , соответствующие началу трещинообразования определяются по формуле (А.7), где R_t^* – приведенное сопротивление кладки растяжению:

$$R_t^* = R_t + R_t \mu + R_t A_{b,t}/A_t = R_t (1 + \mu + A_{b,t}/A_t), \quad (\text{А.25})$$

где $\mu = A_s^Z / A_t$ – соотношение площадей сечения растянутой зоны и хомутов облоймы в пределах ее высоты;

$A_{b,t}$ – площадь вертикальных сечений железобетонной облоймы в пределах сжато-растянутых зон;

A_t – суммарная площадь поверхностей отрыва, определяемая по формулам (А.10, А.11);

- временное сопротивление кладки сжатию при реализации разрушения от разрыва хомутов облоймы $\sigma_{ult,1}$:

$$\sigma_{ult,1} = k_1^* \sigma_{об} \operatorname{ctg} \alpha_{sh}^* + k_2 R_{sh}^* / \sin \alpha_{sh}^*, \quad (\text{А.26})$$

где $k_1^* = A_s / (A_{сеч.} - A_{ef})$ – характеристика соотношения площади сечения хомутов облоймы в пределах A_t и разности площадей поперечного сечения элемента и ядра сжатия;

$k_2^* = A_{sh}^* / (A - A_{ef}^*)$ – характеристика соотношения площади поверхностей сдвига и разности площадей поперечного сечения элемента и ядра сжатия;

A_{sh}^* – площадь поверхности сдвига в приопорной зоне, определяемая по формуле (А.15);

A_{ef}^* – площадь ядра сжатия, определяемая по формуле (А.16);

R_{sh}^* – приведенное сопротивление кладки сдвигу, определяемое по формуле (А.17);

α_{sh}^* – угол наклона поверхностей сдвига с учетом обжимающих напряжений, создаваемых обоймой, определяется по формуле (А.18).

Вычисление значений $\sigma_{об}$ производится из условия, что в предельном состоянии происходит разрыв хомутов обоймы:

$$\sigma_{об} = R_{s,n} A_s / (a_{эл} S), \quad (A.27)$$

где

$R_{s,n}$ – нормативное сопротивление стали хомутов;

A_s – площадь сечения хомутов обоймы в пределах растянутой зоны A_t ;

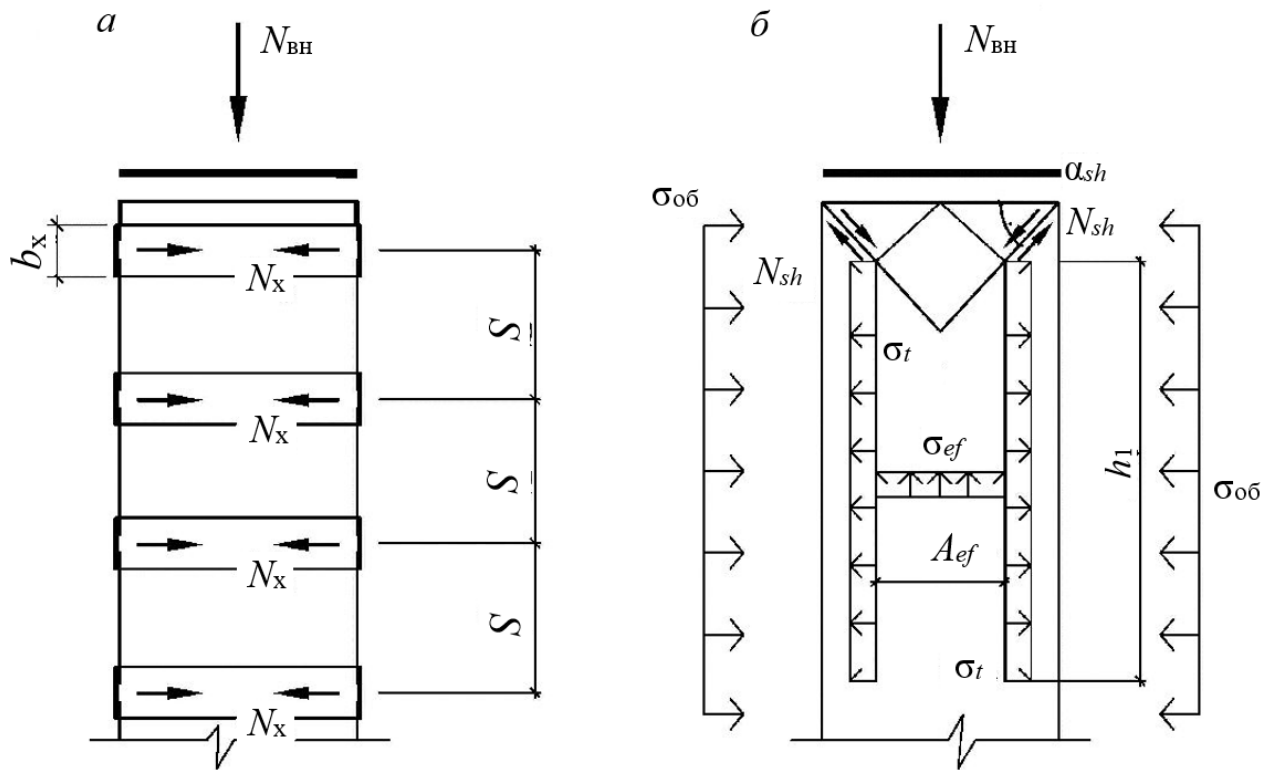
$a_{эл}, S$ – размер сечения сжатого элемента и шаг хомутов обоймы по высоте.

Проверка условия возможности реализации компрессионного разрушения кладки, усиленной обоймой с избыточным поперечным армированием, проводится аналогично с приведенным в А.2.1.2.

С целью исключения возможности компрессионного разрушения материала кладки и оптимизации параметров обоймы рекомендуется снижение интенсивности поперечного армирования.

А.2.3 Усиление кладки композитной обоймой

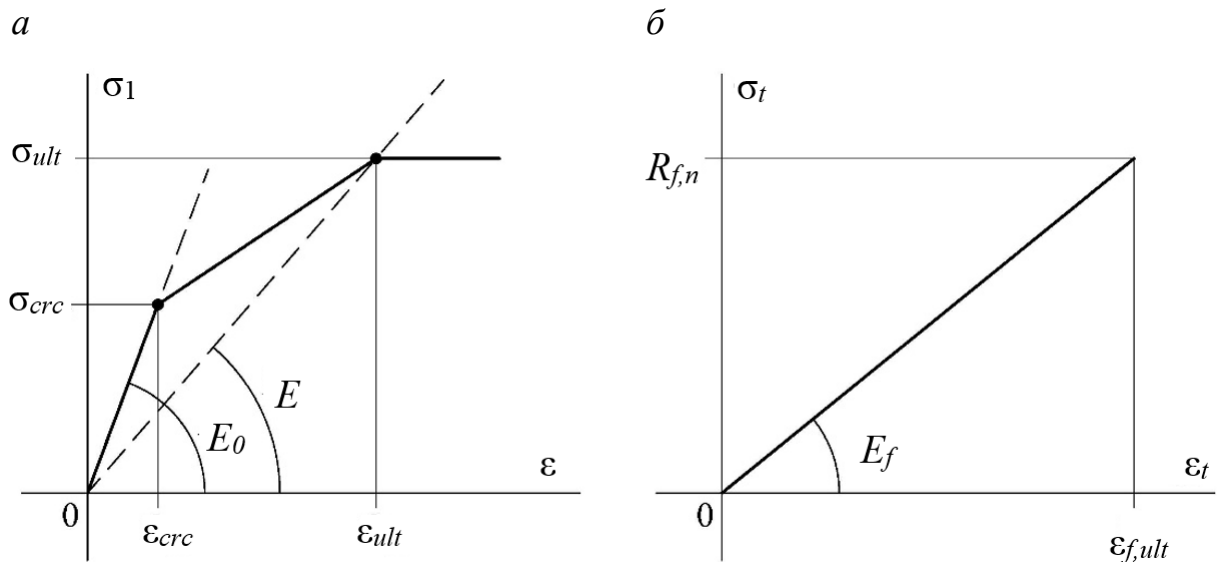
А.2.3.1 Расчет усиления сжатой кладки композитной обоймой, стесняющей поперечные деформации сжатой конструкции (рисунок А.6), выполняется с определением координат параметрических точек диаграмм деформирования (рисунок А.7).



a – конструктивное решение обоймы; *б* – расчетная схема

Пр и м е ч а н и е – Обозначения величин – см. подраздел 3.2.

Рисунок А.6 – К расчету сжатого элемента, усиленного композитной обоймой



a – продольные деформации укорочения вдоль вектора сжимающего усилия; *б* – поперечные деформации растяжения

Пр и м е ч а н и е – Обозначения величин – см. подраздел 3.2.

Рисунок А.7 – Расчетные диаграммы деформирования

А.2.3.2 Координаты параметрических точек диаграмм определяются следующим образом:

- напряжения σ_1 , соответствующие началу трещинообразования, определяются по формуле (А.7), где R_t^* – приведенное сопротивление кладки растяжению:

$$R_t^* = R_t + R_t \mu_f = R_t (1 + \mu_f), \quad (\text{А.28})$$

где $\mu = A_{f,об} / A_t$ – соотношение площадей сечения растянутой зоны и поясов обоймы в пределах ее высоты;

$A_{f,об}$ – площадь сечений поясов композитной обоймы в пределах сжато-растянутых зон;

α_{sh} – угол наклона поверхностей сдвига в приопорных зонах, определяемый по формуле (А.9);

A_t – суммарная площадь поверхностей отрыва, определяемая по формулам (А.10, А.11) ;

A – площадь поперечного сечения элемента, определяемая по формуле (А.12);

A_{ef} – площадь ядра сжатия, определяемая по формуле (А.13);

- временное сопротивление кладки сжатию при реализации разрушения от разрыва поясов обоймы $\sigma_{ult,1}$:

$$\sigma_{ult,1} = k_1^* \sigma_{об} \operatorname{ctg} \alpha_{sh}^* + k_2 R_{sh} / \sin \alpha_{sh}^*, \quad (\text{А.29})$$

где

$k_1^* = A_f / (A_{сеч} - A_{ef}^*)$ – характеристика соотношения площади сечения хомутов обоймы в пределах A_t и разности площадей поперечного сечения элемента и ядра сжатия;

$k_2 = A_{sh}^* / (A - A_{ef}^*)$ – характеристика соотношения площади поверхностей сдвига и разности площадей поперечного сечения

элемента и ядра сжатия;

A_{sh}^* – площадь поверхности сдвига в приопорной зоне, определяемая по формуле (А.15);

A_{ef}^* – площадь ядра сжатия, определяемая по формуле (А.16);

α_{sh}^* – угол наклона поверхностей сдвига с учетом обжимающих напряжений, создаваемых обоймой, определяется по формуле (А.18).

Вычисление значений $\sigma_{об}$ производится из условия, что в предельном состоянии происходит разрыв поясов обоймы:

$$\sigma_{об} = R_{f,n} A_{f,об} / (a_{эл} S), \quad (A.30)$$

где $R_{f,n}$ – нормативное сопротивление композита растяжению, принимаемое по СП 164.1325800;

$A_{f,об}$ – площадь сечения поясов обоймы в пределах растянутой зоны A_t ;

$a_{эл} S$ – размер сечения сжатого элемента и шаг поясов обоймы по высоте.

Проверка условия возможности реализации компрессионного разрушения кладки, усиленной обоймой с избыточной площадью сечения поясов, проводится аналогично с приведенным в А.2.1.2.

С целью исключения возможности компрессионного разрушения материала кладки и оптимизации параметров обоймы рекомендуется снижение площади сечения поясов либо увеличение их шага по высоте.

При наступлении предельного состояния, описываемого формулой (А.29), сопровождаемого разрывом поясов, деформации композита и, соответственно, рассчитываемого элемента в средней зоне, определяют по формуле

$$\varepsilon_{f,ult} = R_{f,n} E_{f,n}, \quad (A.31)$$

Значения модуля деформаций композита приведены в таблице А.2.

Т а б л и ц а А.2 – Значения модуля деформаций

Материал	Модуль деформаций, МПа
Углепластик	100000
Арамидопластик	63500
Стеклопластик	48500
Базальтопластик	44000

».