

О работе анкеров в многослойных ограждающих конструкциях с наружным кирпичным слоем

Д.т.н., профессор Р.Б. Орлович,
Западно-Померанский технологический университет;
аспирант Н.М. Рубцов**;
аспирант С.С. Зимин,
ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

Ключевые слова: каркасно-монолитные дома; лицевой кирпичный слой; слоистая кладка; анкеры; испытания

В связи с повышением нормативных требований к теплозащитным свойствам наружных стен широкое применение получили слоистые конструкции, состоящие из внутреннего несущего либо самонесущего слоя каменной кладки, лицевого слоя и расположенного между ними утеплителя с вентилируемым зазором или без него (рис. 1). Отечественная практика эксплуатации таких стен [1-11] выявила их повышенную дефектность, одной из причин которой является низкое качество анкеровки лицевого слоя к внутреннему. Распространенными ошибками при устройстве анкеров являются:

- недостаточная стойкость к коррозии (стоит отметить, что в зарубежной практике часто используются системы связей из нержавеющей или оцинкованной стали [12]);
- излишняя гибкость из плоскости стены;
- излишняя жесткость на сдвиг;
- низкое качество анкеровки в кладке лицевого и внутреннего слоев;
- большое расстояние между связями, т.е. недостаточное количество анкеров.

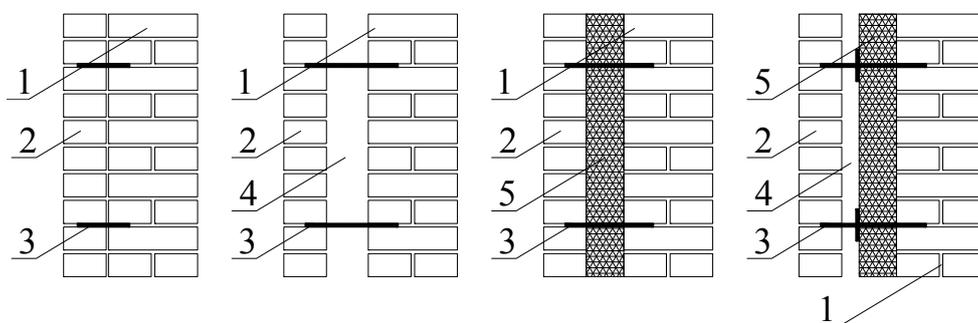


Рисунок 1. Слоистые каменные стены: а) – без вентилируемого воздушного зазора; б) – с вентилируемым зазором; в) – с утеплителем без вентилируемого зазора; г) – с утеплителем и вентилируемым зазором. (1 – внутренний слой; 2 – лицевой слой; 3 – анкеры; 4 – вентилируемый зазор; 5 – утеплитель)

Следует отметить, что ремонтпригодность многослойных ограждающих конструкций, широко применяемых в отечественной строительной индустрии, крайне невелика, а дефектовка и замена поврежденных анкерных связей является еще более сложной технологической задачей.

Целью данной работы является определение несущей способности и деформативности анкерных соединений, используемых в ограждающих конструкциях зданий.

Состояние вопроса. Оценка напряженно-деформированного состояния анкерных связей

Основной функцией анкеров является предотвращение обрушения лицевого слоя стен. Анкеры воспринимают растягивающие либо сжимающие усилия от ветровой нагрузки и действия опрокидывающего момента, вызванного внецентренным опиранием лицевого слоя на край железобетонной плиты перекрытия. Наибольшие ветровые нагрузки возникают в угловых частях в уровне верхних этажей высотных зданий. Значительные осевые усилия в анкерах могут возникать Орлович Р.Б., Рубцов Н.М., Зимин С.С. О работе анкеров в многослойных ограждающих конструкциях с наружным кирпичным слоем

при отсутствии горизонтальных деформационных швов [13] между нижней поверхностью вышележащего железобетонного диска перекрытия и кладкой лицевого слоя. В связи с этим ограничение вертикальных температурных деформаций лицевого слоя по высоте, особенно, при его внецентренном опирании и разнице температур на внутренней и внешней поверхностях лицевого слоя (этому способствует отсутствие вентилируемой прослойки или вентиляции в ней) приводит к изгибу лицевого слоя из плоскости стены и, как следствие, растяжению либо сжатию анкеров.

Анкера в слоистых стенах работают также на изгиб, вызванный взаимным смещением лицевого и внутреннего слоев в результате их неравномерной усадки в различных температурно-влажностных условиях эксплуатации. Геометрические параметры, количество и глубина заделки анкеров в растворных швах кирпичной кладки зависят от следующих факторов: величины возникающих в анкерах усилий; толщины воздушной прослойки между внутренним и лицевым слоями; толщин и материалов слоев, составляющих конструкцию; расстояния между вертикальными и горизонтальными деформационными швами в лицевом слое.

Минимальное количество анкеров на 1 м^2 поверхности стены, а также размеры их сечений, регламентируемые нормами различных стран, представлены в таблице 1. При этом на участках, примыкающих к оконным и дверным проемам, а также к деформационным швам, количество анкеров увеличивается до 30–50 % (рис. 2). Количество анкеров увеличивается также при строительстве в сейсмически активных регионах.

Таблица 1. Минимальное количество гибких металлических анкеров на 1 м^2 поверхности слоистой стены

Страна	Толщина воздушной прослойки (см)	Расстояние между анкерами по вертикали и горизонтали (см)	Количество анкеров на 1 м^2 стены (шт)	Сечение гибкого анкера (мм)
Дания	12	25 x 15	2,38	d 4
Норвегия	10	46 x 50	4,35	d 5
Германия	4-15	25 x 75	5	d 4
Англия	5-7,5	45 x 90	2,5	19 x 0,6
	7,5-10	45 x 90	2,5	19 x 0,8
	10-15	45 x 45	4,94	d 5
Польша	5-15	46 x 50	4,3	d 4 – d 6

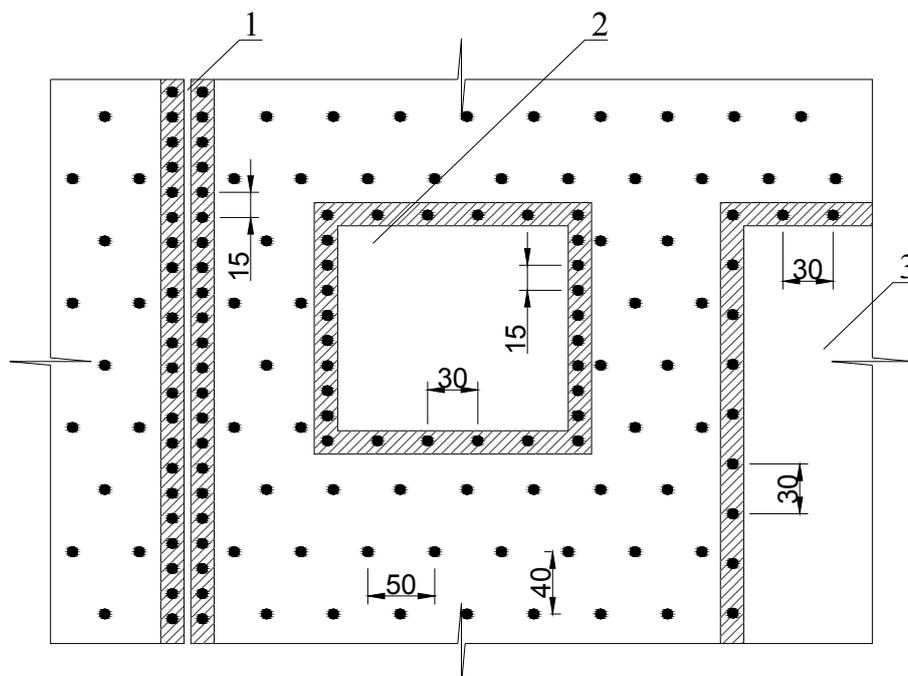


Рисунок 2. Схема расстановки анкеров в плоскости стены согласно [14] (размеры приведены в сантиметрах; на не заштрихованных участках требуется более частая расстановка анкеров): 1 – вертикальный деформационный шов, 2 – оконный проем, 3 – дверной проем

По результатам обширных зарубежных исследований [14] установлены следующие закономерности напряженно-деформированного состояния анкеров: напряжения в анкерах от изгиба могут в 10–20 раз превосходить напряжения от осевого растяжения либо сжатия; с увеличением толщины воздушной прослойки и уменьшением сечения анкеров напряжения, вызванные их изгибом, уменьшаются; наиболее напряженными являются анкера, расположенные по контуру оконных и дверных проемов, а также вдоль вертикальных и горизонтальных деформационных швов; многоцикловые температурные деформации лицевого слоя по высоте и длине стены приводят к выкрашиванию растворных швов в местах заделки анкеров и, как следствие, снижению несущей способности анкеровки.

Следует отметить, что в отечественной практике прочностные характеристики анкерных связей в кладках многослойных стен не регламентируются и зачастую неизвестны, несмотря на существование методики испытаний [15]. Согласно [16] несущая способность анкеров на растяжение должна быть не менее 600 кН, а на сжатие – 350 кН.

Для определения изгибных напряжений в анкерах от температурных деформаций лицевого слоя в зарубежной практике иногда используется следующее выражение:

$$\sigma_t = \frac{\beta \cdot E \cdot d \cdot \Delta t \cdot \alpha_t \cdot H}{t^2}, \quad (1)$$

где β – коэффициент, зависящий от способа заделки анкера в каменных слоях кладки ($\beta=0$ при шарнирном закреплении, $\beta=1,5$ при односторонней жесткой заделке, $\beta=3$ – при двустороннем жестком закреплении);

E – модуль упругости материала анкера;

d – диаметр анкера круглого сечения либо толщина его плоского сечения;

$\Delta t = t_n - t_e$ – разница наружной и внутренней температур в лицевом слое;

α_t – коэффициент температурного расширения материала лицевого слоя;

H – расстояние между деформационными швами;

t – толщина воздушной прослойки между внутренним и лицевым слоями кладки.

Согласно экспериментальным данным [17] в стальных анкерах круглого сечения диаметром 3–5 мм при $H=12$ м напряжения от изгиба могут достигать $\sigma_t=150$ –400 МПа в случае изготовления лицевого слоя из глиняного кирпича и $\sigma_t=300$ –600 МПа – из силикатного. Такой уровень напряжений обуславливает необходимость изготовления анкеров из высокопрочной стали, а также недопустимость технологического выгиба (механической деформации) анкеров в процессе кладки. Необходимость выгиба анкеров, как правило, обусловлена несовпадением горизонтальных швов внутренней и облицовочной кладок. В свою очередь, выгиб анкеров приводит также к снижению их сопротивления сжатию от ветровых нагрузок и, как следствие, к преждевременной потере устойчивости из-за криволинейной формы. Кроме того, в воздушной прослойке анкера могут подвергаться конденсационному увлажнению и, как следствие, коррозии. В связи с этим в зарубежной практике анкера в виде гибких связей изготавливаются исключительно из нержавеющей либо гальванизированной и оцинкованной стали. В случае изготовления анкерных связей из высокопрочных сталей наиболее опасным является поражение материала анкера язвенной коррозией, которая при многоцикловом нагружении анкеров от температурных и ветровых воздействий приводит к их преждевременному хрупкому разрушению.

Как уже отмечалось, при взаимном сдвиге внутреннего и лицевого слоев напряженное состояние анкеров существенно зависит от толщины воздушного зазора t (формула 1). В этом случае анкера работают не только на изгиб, но и на сдвиг с образованием в предельном состоянии шарниров пластичности (рис. 3).

При этом внутреннее плечо «с» пары сил V_c составляет примерно 6 толщин d анкерных стержней [17]. Более точные экспериментальные данные для кладки из полнотелых камней и при толщине воздушного зазора $t=0$ получены в работе [18], согласно которой плечо пары сил равно:

$$C = \frac{1,33 \cdot f_y \cdot d^3}{V_{obs}}, \quad (2)$$

где f_y – расчетное значение предела текучести стали анкеров;
 d – диаметр анкеров;
 V_{obs} – несущая способность анкерного соединения при сдвиге.

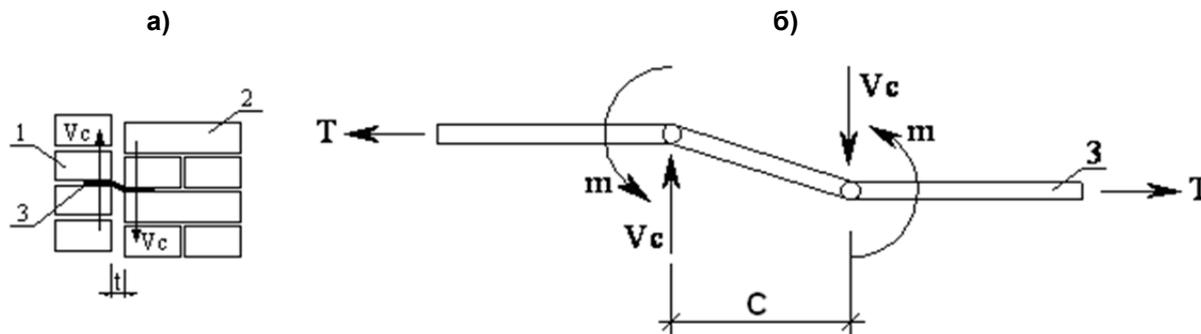


Рисунок 3. Схемы деформирования (а) и образования шарниров пластичности «m» (б) в анкерах (3) при вертикальном сдвиге лицевого слоя (1) относительно внутреннего (2)

Работоспособность анкеров также существенно зависит от величин сжимающих напряжений в каменной кладке. При низких значениях сжимающих напряжений сдвиговые усилия V_c вызывают концентрацию напряжений в области контакта анкеров с каменной кладкой (рис. 4). Такое состояние характерно для самонесущих стен, являющихся заполнением каркаса здания. Согласно работе [19] величина сдвигового усилия в этом случае определяется из выражения:

$$V_c = \frac{f_{yk} \cdot w}{2 \cdot c} + (k \cdot \sigma + \mu \cdot f_m) \cdot \frac{w \cdot c}{4}, \quad (3)$$

где f_{yk} – характеристическое значение предела текучести материала анкеров;
 w – ширина анкера;
 c – плечо пары сил V_c ;
 σ – сжимающие напряжения в кладке;
 f_m – прочность кладки на сжатие;
 $k = 25$, $\mu = 1,5$ – эмпирические коэффициенты.

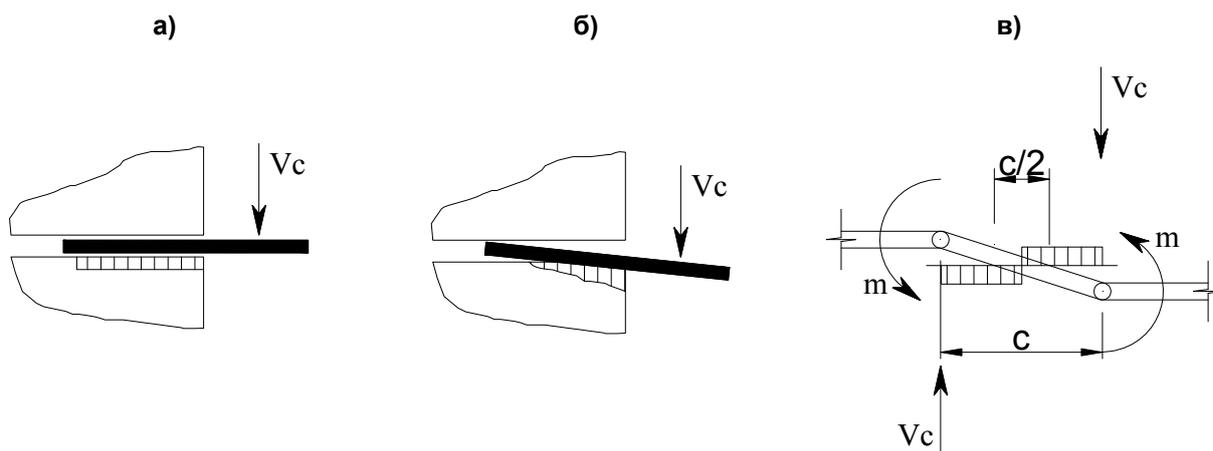


Рисунок 4. Схемы работы анкеров на сдвиг в зависимости от величины сжимающих напряжений σ в каменной кладке: а) – при больших значениях σ ; б) – при малых значениях σ ; в) – распределение усилий в анкере диаметром d (белыми кругами обозначены шарниры пластичности m в анкерах)

Следует отметить, что работа анкеров на сдвиг в европейской практике регламентируется нормами [17, 20].

При образовании шарниров пластичности анкеры являются работоспособными только в том случае, если не произойдет их вырывание из горизонтального растворного шва. Этому должны препятствовать усилия анкеровки Т (рис. 3б), зависящие от сил сцепления между анкером и растворными швами, и сил прижима, вызванных сжимающими напряжениями в каменной кладке. Концентрация сжимающих напряжений в зоне анкеров в случае изготовления каменной кладки из камней низкой прочности может привести к их выкрашиванию и уменьшению эффективной длины анкеровки. Такое явление наблюдается в лицевом слое в случае его изготовления из керамических камней с высокой пустотностью и во внутреннем слое стены, изготавливаемом из низкопрочных пенобетонных и газосиликатных блоков. В наиболее неблагоприятном состоянии находятся анкера, расположенные в верхних верстах каменного заполнения каркасных зданий, где сжимающие напряжения достигают минимальных величин.

Лабораторные испытания анкеров на выдергивание

Учитывая неполноту информации о работоспособности применяемых в стране анкеров [1-4], авторами выполняются два цикла экспериментальных исследований их несущей способности и деформативности. Ниже представлены отдельные результаты лабораторных испытаний на выдергивание анкеров из растворных швов.

В рамках первого цикла применялись образцы, выполненные из керамических пустотелых (пустотность 40%) и полнотелых кирпичей марки М100. Кирпичи объединялись цементно-песчаным раствором М125, в который втапливались анкеры на ширину кирпича, то есть на 120 мм. Предметом исследований были анкеры, представленные на рис. 5.



Рисунок 5. Вид испытанных анкеров, выдергиваемых из растворных швов:

- 1 – спиралевидные анкеры из нержавеющей стали фирмы «DESOI» диаметром 8 мм;**
- 2 – стекловолоконные анкеры с ребристой поверхностью диаметром 7 мм;**
- 3 – стекловолоконные анкеры с ребристой поверхностью диаметром 7 мм, снабженные «якорем» из деформированной стальной шайбы;**
- 4 – стекловолоконные анкеры постоянного сечения диаметром 6 мм;**
- 5 – горячекатаная ребристая арматура класса А400 диаметром 10 мм**

Выдергивание стержней осуществлялось в разрывной машине в специально изготовленном приспособлении. Во время испытаний регистрировались деформации сдвига стержней относительно растворных швов. Результаты испытаний на выдергивание представлены в таблице 2 в виде максимального выдергивающего усилия.

Таблица 2. Результаты испытаний первого цикла

№	Вид анкеров	Максимальное выдерживающее усилие (кН)	
		кладка из полнотелого кирпича	кладка из пустотелого кирпича
1	Спиралевидные анкеры из нержавеющей стали фирмы «DESOI» диаметром 8 мм	7,1	5,2
2	Стекловолоконные анкеры с ребристой поверхностью диаметром 7 мм без «якоря»	11,0	10,6
3	Стекловолоконные анкеры с ребристой поверхностью диаметром 7 мм с «якорем»	14,6	13,6
4	Стекловолоконные анкеры постоянного сечения диаметром 6 мм	4,5	-
5	Горячекатаная ребристая арматура класса А400 диаметром 10 мм	7,1	7,0

Из полученных данных можно сделать следующие выводы:

- вне зависимости от типа анкеров значения выдерживающих усилий больше в образцах из полнотелых кирпичей;
- применение «якоря», выполненного из сплющенной шайбы, на конце стекловолоконного анкера с ребристой поверхностью диаметром 7 мм увеличивает несущую способность соединения на 25%.

В рамках второго цикла применялись такие же образцы, выполненные из керамических пустотелых и полнотелых кирпичей. Кирпичи объединялись цементно-песчаным раствором М100, в который втапливались анкеры на ширину кирпича, то есть на 120 мм. Помимо кирпичной, имитировалась кладка из газобетонных блоков. Для изготовления этих образцов применялись наиболее распространенные на строительном рынке блоки, напильные под размер для изготовленного ранее приспособления. Образцы склеивались рекомендованным для данного типа кладок клеевым составом. Предметом исследований были анкеры, представленные на рис. 6.



Рисунок 6. Вид испытанных образцов анкеров, выдерживаемых из кирпичных растворных швов (а – полнотелый кирпич и б – пустотелый кирпич) и клеевого слоя кладки из газосиликатных блоков (в):

- 1 – спиралевидные анкеры из нержавеющей стали фирмы «DESOI» диаметром 8 мм;
- 2 – стекловолоконные анкеры с ребристой поверхностью диаметром 7 мм с «якорем»;
- 3 – стекловолоконные анкеры с ребристой поверхностью диаметром 7 мм без «якоря»;
- 4 – горячекатаная ребристая арматура класса А400 диаметром 10 мм;
- 5 – стальная арматура постоянного сечения 6мм;
- 6 – стекловолоконные анкеры постоянного сечения диаметром 6 мм;
- 7 – стальной трос диаметром 10 мм;
- 8 – стальной трос диаметром 5 мм

Результаты испытаний на выдергивание приведены в таблице 3 в виде максимального выдергивающего усилия. Методика испытаний аналогична применяемой в первом цикле испытаний.

Таблица 3. Результаты испытаний второго цикла

№	Вид анкеров	Максимальное выдергивающее усилие (кН)		
		кладка из полнотелого кирпича	кладка из пустотелого кирпича	кладка из газосиликатных блоков
1	Спиралевидные анкеры из нержавеющей стали фирмы «DESOI» диаметром 8 мм	3,92	4,12	3,24
2	Стекловолоконные анкеры с ребристой поверхностью диаметром 7 мм с «якорем»	11,18	9,81	-
3	Стекловолоконные анкеры с ребристой поверхностью диаметром 7 мм без «якоря»	4,41	9,61	4,81
4	Горячекатаная ребристая арматура класса А400 диаметром 10 мм	7,7	11,58	4,41
5	Стальная арматура постоянного сечения диаметром 6 мм	9,41	4,91	1,96
6	Стекловолоконные анкеры постоянного сечения диаметром 6 мм	0,83	0,95	
7	Стальной трос диаметром 10 мм	6,47	2,21	2,94
8	Стальной трос диаметром 5 мм	4,71	4,41	3,92

Результаты испытаний показали следующее.

- В соединениях с применением жестких анкеров переменного сечения выдергивающее усилие увеличивается при использовании пустотелого кирпича. Исключение – стекловолоконные анкеры с ребристой поверхностью диаметром 7 мм с «якорем», что обусловлено концентрацией напряжений на внутренних стенках кирпича, формирующих пустоты, и их преждевременным разрушением.
- В соединениях с применением анкеров с гладкой поверхностью (стальной стержень сечения диаметром 6 мм) выдергивающее усилие увеличивается при использовании полнотелого кирпича.
- При использовании анкеров одинакового диаметра с гладкой поверхностью решающую роль играет материал, из которого изготовлен анкер. Наибольшее усилие зафиксировано при испытаниях образцов с анкерами из стали. Стекловолоконные анкеры с гладкой поверхностью проскальзывали сразу после нагружения при относительно небольших величинах выдергивающих усилий.
- В соединениях с применением стальных тросов значение выдергивающих усилий в большей степени зависит от диаметра анкера, при этом при диаметре анкера 10 мм значение выдергивающих усилий более чем в два раза выше в образцах из полнотелого кирпича. В случае со стальным тросом диаметром 5 мм выдергивающие усилия не зависят от вида кирпичей.
- При испытаниях образцов анкерки в кладке из газосиликатных блоков решающим фактором является поверхность анкера. Практически во всех случаях применения спиралевидных анкеров и анкеров с ребристой поверхностью значения выдергивающих усилий находились на одном уровне. Максимальное значение зафиксировано при использовании стекловолоконных анкеров с ребристой поверхностью диаметром 7 мм без «якоря». Стоит отметить, что характер разрушения всех образцов, за исключением спиралевидных анкеров, идентичен – разрушение происходило по материалу кладки (рис. 7).



Рисунок 7. Пример разрушения образца из газобетона

Испытания первого и второго цикла отличаются маркой применяемого раствора, это позволит выявить зависимость между маркой раствора и выдерживаемым усилием. Для наглядности результаты испытаний представлены в сводной таблице.

Таблица 4. Результаты первого и второго цикла испытаний

№	Вид анкеров	Максимальное выдерживаемое усилие (кН) при M125		Максимальное выдерживаемое усилие (кН) при M100	
		кладка из полнотелого кирпича	кладка из пустотелого кирпича	кладка из полнотелого кирпича	кладка из пустотелого кирпича
1	Спиралевидные анкера из нержавеющей стали фирмы «DESOI» диаметром 8 мм	7,1	5,2	3,92	4,12
2	Стекловолоконные анкера с ребристой поверхностью диаметром 7 мм без «якоря»	11,0	10,6	4,41	9,61
3	Стекловолоконные анкера с ребристой поверхностью диаметром 7 мм с «якорем»	14,6	13,6	11,18	9,81
4	Стекловолоконные анкера постоянного сечения диаметром 6 мм	4,5	-	0,83	0,95
5	Горячекатаная ребристая арматура класса А400 диаметром 10 мм	7,1	7,0	7,7	11,58

Выводы

Из полученных данных следует, что несущая способность анкеров на выдергивание оказывается практически одинаковой для кладок из пустотных и полнотелых кирпичей в случае применения растворов большей марки. При меньшей прочности растворных швов первостепенное значение имеют характеристики анкеров: гибкость, диаметр и шероховатость поверхности.

Наибольшая несущая способность получена для стекловолоконных анкеров с ребристой поверхностью, что объясняется повышенными силами сцепления в области контакта поверхности с растворным швом, однако данные анкера требуют более глубокого изучения с точки зрения влияния на их материал щелочесодержащих растворов, изменений температуры и т.д.

Наличие «якоря» на конце стекловолоконного анкера приводит к увеличению выдерживаемого усилия до 30%, но в отдельных случаях приводит к разрушению материала кладки.

Повышенная прочность и жесткость анкерных связей не гарантирует увеличения их анкерующей способности.

Сечения анкеров должны быть подобраны таким образом, чтобы при их увеличении не разрушались растворные швы, а при уменьшении не происходило разрыва от растяжения. В этом смысле удачно себя зарекомендовали спиралевидные анкера, которые обладают относительно малой площадью сечения и значительной площадью контакта с материалом шва. Однако они подвержены значительным деформациям при относительно небольших нагрузках.

В заключение следует отметить, что полученные данные могут значительно отличаться от реальных условий стройплощадки и тем более эксплуатации, в связи с этим планируются испытания анкеров на реальных объектах.

Литература

1. Ищук М.К. Российский опыт возведения наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки // Технология строительства. 2009. Вып. 64. №2. С. 28-37.
2. Гроздов В.Т. О недостатках существующих проектных решений навесных наружных стен в многоэтажных монолитных железобетонных зданиях. Дефекты зданий и сооружений. СПб.: ВИТУ, 2006. С. 15-21.
3. Орлович Р.Б., Деркач В.Н. Сопряжение лицевого слоя сплошных каменных стен с плитами перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. 2011. №11. С. 60-63.
4. Ананьев А.А., Гохберг Ю.Ц. Пути повышения срока безремонтной службы наружных стен жилых зданий, облицованных кирпичом // Промышленное и гражданское строительство. 2011. №1. С. 14-19.
5. Кнатько М.В., Пестряков И.И., Горшков А.С., Рымкевич П.П. Опыт испытания стеновой конструкции в лабораторных и натурных условиях с целью прогнозирования ее эксплуатационного срока службы // II Всероссийская научно-техническая конференция «Строительная теплофизика и энергоэффективное проектирование ограждающих конструкций зданий». Санкт-Петербург, 2009. С. 56-66.
6. Ищук М.К. Требования к многослойным стенам с гибкими связями // Жилищное строительство. 2008. №5. С. 15-19.
7. Ищук М.К. Причины дефектов наружных стен с лицевым слоем из кирпичной кладки // Жилищное строительство. 2008. №3. С. 28-31.
8. Лобов О.И., Ананьев А.И. Долговечность наружных стен современных многоэтажных зданий // Жилищное строительство. 2008. №8. С. 48-52.
9. Деркач В.Н. Повреждения керамической облицовки наружных стен многоэтажных каменных зданий // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура. 2009. №1. С. 199-209.
10. Милонов В.М. Исследование облегченных кирпичных стен: автореф. дисс. ... канд.техн.наук. М.: ЦНИПС, 1952.
11. Здания с монолитными железобетонными несущими конструкциями. Наружные стены из легкогобетонных блоков с облицовкой кирпичом. Технические решения / ЦНИИЭП жилища. М., 2005.
12. Muraier T. Edelstahl im zweishaligen Mauerwerk – Sicherheit im Hintergrund // Mauerwerk. 2006. №6. Pp. 230–234.
13. Beasley K.J. Masonry Facade Stress Failures // The Construction specifier. 1998. Vol.51. No.2.
14. Jager W., Pfeifer G. Konstruktionsregeln für Mauerwerk. Mauerwerk Kalender. Berlin, 2005. Pp. 233-264.
15. Грановский А.В., Киселев Д.А. О методике испытаний анкеров на вырыв из различных стеновых материалов и возможных областях их применения // Жилищное строительство. 2010. №2. С. 7-8.
16. EN 846-5: 2002 (Еврокоды) Определение несущей способности и жесткости анкеров, работающих на сжатие и растяжение.
17. EN 846-7: 2002 (Еврокоды) Определение несущей способности и жесткости на сдвиг анкеров и связей.
18. Roumani N.A. The shear strength of prestressed brickwork sections. PhD thesis. University of Manchester, 1985.
19. Simudic G., Page A.W. Australian developments in the use of walls of geometric section // 7th North American Masonry Conference, University of Notre Dame – South Bend, Indiana, USA. 1996. Vol. 2. Pp. 1007-1018.
20. Phipps M.E., Montague T.I. The behaviour and design of steel shear connectors in plain and prestressed masonry // 7th North American Masonry Conference, University of Notre Dame – South Bend, Indiana, USA. 1996. Vol. 2. Pp. 789-798.

**Роман Болеславович Орлович, г. Щецин, Польша*

Тел. раб.: 48-661868850, эл. почта: orlowicz@mail.ru

***Никита Михайлович Рубцов, Санкт-Петербург, Россия*

Тел. моб.: +7(921)317-96-18; эл. почта: nrubtsov@stpr.ru

© Орлович Р.Б., Рубцов Н.М., Зимин С.С., 2013

Орлович Р.Б., Рубцов Н.М., Зимин С.С. О работе анкеров в многослойных ограждающих конструкциях с наружным кирпичным слоем

doi: 10.5862/MCE.36.1

Towards the anchors behavior in multilayer building envelope with face brick layer

R.B. Orlovich,

ZUT, Szczecin, Poland

48-661868850, e-mail: orlowicz@mail.ru

N.M. Rubtsov,

Saint-Petersburg State Polytechnical University, Saint-Petersburg, Russia

+7-921-317-96-18, e-mail: kit451@mail.ru; nrubtsov@stpr.ru

S.S. Zimin,

Saint-Petersburg State Polytechnical University, Saint-Petersburg, Russia

Key words

framed monolithic buildings; face brick layer; layered masonry; anchors; test

Abstract

Due to increasing regulatory requirements for exterior wall thermal insulation properties multi-layer building envelope is widely used. National practice of using multi-layer exterior walls revealed their increased deficiency. The strength properties of the anchor ties are not regulated and often unknown.

Purpose of the study was to assess the state of the question, to analyze existing design solutions used in the construction in Russian Federation and also to conduct a series of laboratory tests to determine their bearing capacity of the main anchor ties currently used.

The most common mistakes in applying anchors are analyzed. The results of foreign researchers are given. Two series of experimental studies of bearing capacity and deformability of anchors are presented. The dependencies of the pulling force on the type of anchors and strength properties of masonry mortar joints are obtained.

References

1. Ishchuk M.K. *Tekhnologiya stroitelstva*. 2009. Vol. 2 No. 64. Pp. 28-37. (rus)
2. Grozdov V.T. *Defekty zdaniy i sooruzheniy. Tezisy konferentsii* [Defects in buildings and structures. Proceedings]. Saint-Petersburg: VITU, 2006. Pp. 15-21. (rus)
3. Orlovich R.B., Derkach V.N. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitelstvo*. 2011. No. 11. Pp. 60-63. (rus)
4. Ananyev A.A., Gokhberg Yu.Ts. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitelstvo*. 2011. No. 1. Pp. 14-19. (rus)
5. Knatko M.V., Pestryakov I.I., Gorshchikov A.S., Rymkevich P.P. *II Vserossiyskaya nauchno-tekhnicheskaya konferentsiya «Stroitel'naya teplofizika i energoeffektivnoye proyektirovaniye ograzhdayushchikh konstruktsiy zdaniy»* [II International Scientific -Technical Conference "Building thermal physics and energy-efficient design of building envelopes"]. Saint-Petersburg, 2009. Pp. 56-66. (rus)
6. Ishchuk M.K. *Zhilishchnoye stroitelstvo*. 2008. No. 5. Pp. 15-19. (rus)
7. Ishchuk M.K. *Zhilishchnoye stroitelstvo*. 2008. No. 3. Pp. 28-31. (rus)
8. Lobov O.I., Ananyev A.I. *Zhilishchnoye stroitelstvo*. 2008. No. 8. Pp.48-52. (rus)
9. Derkach V.N. *Vestnik Brestskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. Seriya "Stroitelstvo i arkhitektura"*. 2009. No. 1. Pp. 199-209. (rus)
10. Milonov V.M. *Issledovaniye oblegchennykh kirpichnykh sten* [Study lightweight brick walls. Abstract of PhD thesis]. Moscow: TsNIPS, 1952.
11. *Zdaniya s monolitnymi zhelezobetonnyimi nesushchimi konstruktsiyami. Naruzhnyye steny iz legkobetonnykh blokov s oblitsovkoym kirpichom. Tekhnicheskkiye resheniya* [Buildings with monolithic concrete building blocks. Exterior walls of light concrete blocks lined with brick. Technical solutions]. Moscow: TsNIEP zhilishcha, 2005.
12. Muraier T. *Edelstahl im zweishaligen Mauerwerk – Sicherheit im Hintergrund. Mauerwerk*. 2006. No. 6. Pp. 230–234.

Orlovich R.B., Rubtsov N.M., Zimin S.S. Towards the anchors behavior in multilayer building envelope with face brick layer

13. Beasley K.J. Masonry Facade Stress Failures. *The Construction specifier*. 1998. Vol.51. No.2.
14. Jager W., Pfeifer G. *Konstruktionsregeln für Mauerwerk. Mauerwerk Kalender*. Berlin, 2005. Pp. 233-264.
15. Granovskiy A.V., Kiselev D.A. *Zhilishchnoye stroitelstvo*. 2010. No. 2. Pp. 7-8. (rus)
16. EN 846-5: 2002 (*Evrokody*) *Opredeleniye nesushchey sposobnosti i zhestkosti ankerov, rabotayushchikh na szhatiye i rastyazheniye* [(Eurocodes) Determination of load capacity and stiffness of anchors in compression and tension].
17. EN 846-7: 2002 (*Evrokody*) *Opredeleniye nesushchey sposobnosti i zhestkosti na sdvig ankerov i svyazey* [(Eurocodes) Determination of load capacity and stiffness of shear anchors and ties].
18. Roumani N.A. The shear strength of prestressed brickwork sections. PhD thesis. University of Manchester. 1985.
19. Simudic G., Page A.W. Australian developments in the use of walls of geometric section. *7th North American Masonry Conference, University of Notre Dame – South Bend, Indiana, USA*. 1996. Vol.2. Pp. 1007-1018.
20. Phipps M.E., Montague T.I. The behaviour and design of steel shear connectors in plain and prestressed masonry. *7th North American Masonry Conference, University of Notre Dame – South Bend, Indiana, USA*. 1996. Vol. 2. Pp. 789-798.

Full text of this article in Russian: pp. 3-11