




# Пособие

по ветровой нагрузке

Центральный научно-исследовательский институт  
строительных конструкций имени В.А. Кучеренко  
АО НИЦ “Строительство”


---

УТВЕРЖДАЮ:  
Директор ЦНИИСК  
им. В.А. Кучеренко  
д.т.н., профессор



И.И.Ведяков

июня 2016г.



ПОСОБИЕ

по расчету тонкослойных навесных стен  
многоэтажных зданий на ветровую нагрузку

Зам. директора  
ЦНИИСК им.В.А.Кучеренко



О.И.Пономарев

Зав. сектором прочности  
каменных конструкций



А.М.Горбунов

Старший научный сотрудник

А.А.Горбунов

Старший инженер



Е.Г.Фокина

Москва, 2016

## СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
1. Введение .....	3
2. Расчет несущих стен толщиной 250 мм и менее на горизонтальные нагрузки (Приложение Б к СП «Конструкции ограждающие зданий из крупноформатных пустотно-поризованных керамических камней. Правила проектирования и строительства») .....	5
3. Определение величин ветровой нагрузки на высоте 20; 40; 60 и 80 м для зданий прямоугольной формы .....	8
<i>Расчетные ветровые нагрузки в процессе эксплуатации здания .</i>	8
4. Подбор сечения однослойных несущих стен .....	11
4.1. Структура крупноформатного керамического камня .....	11
4.2. Выбор расчетных сечений в стене без проемов .....	12
4.3. Типы опор и основные положения их расчетов .....	15
4.4. Определение расчетных сопротивлений кладки стен для расчета по перевязанному и неперевязанному сечениям .....	16
4.5. Расчет несущей стены с оконными проемами .....	20
5. Выводы и рекомендации .....	27

## ВВЕДЕНИЕ

Многоэтажные здания с монолитным железобетонным каркасом с навесными ненесущими стенами в основном трехслойной конструкции постоянно совершенствуются. С появлением новых материалов и изделий из них специалисты ищут пути, как уменьшить толщину и вес стен, сохранив их теплотехнические характеристики.

Массивные стены существовали ранее при расчете их на горизонтальные (ветровые) нагрузки, не теряли устойчивости за счет их веса и толщины, которые обеспечивали устойчивость на опрокидывание.

При появлении стен толщиной 250 мм и менее возникла необходимость расчета их на изгиб от ветровой нагрузки.

Как правило, эти стены трехслойной конструкции с внутренним слоем из эффективного утеплителя. Наружный облицовочный слой соединен с внутренним гибкими связями из расчета 5 шт. на 1 м<sup>2</sup> стены. Методики расчета совместной работы слоев на ветровую нагрузку не существует ни в нашей практике, ни в зарубежной.

В настоящей работе рассмотрен и применен метод расчета, принятый в Европейских странах, для однослойной (Раздел 2 отчета) и двухслойной стен (п.4.5 отчета) на ветровую горизонтальную нагрузку. Величины ветровых нагрузок выбраны для более простой конфигурации здания прямоугольной формы в плане и по высоте.

Расчет ветровой нагрузки произведен для зданий высотой до 80 м, учитывая два периода:

- в процессе эксплуатации;
- в процессе строительства.

В процессе эксплуатации ветровые нагрузки принимались без учета аэродинамического коэффициента с подветренной стороны  $s = 20,5$ . Учитывая при этом, что возникающие при открытых окнах подветренные явления являются единичным случаем, поэтому такие условия в расчет не принимались.

На период строительства аэродинамические коэффициенты суммировались с наветренной и подветренной сторон (Раздел 3 отчета). Эти ветровые нагрузки значительно превышают эксплуатационные. В тоже время, следует учитывать, что прочность кладки зависит от срока твердения и температуры наружного воздуха. Поэтому на период твердения раствора до набора прочности 70-100% потребуется использовать инвентарные крепления,



которые и должны воспринимать ветровые нагрузки. В связи с этим такой расчет не производился. Требование об устройстве временных креплений следует предусмотреть в СП 70.13330.2012.

## 2. Расчет ненесущих стен толщиной 250 мм и менее на горизонтальные нагрузки (Приложение Б к СП «Конструкции ограждающие зданий из крупноформатных пустотно-поризованных керамических камней. Правила проектирования и строительства»)

При изгибе ненесущих стен из плоскости рассматриваются следующие виды напряженного состояния:

- расчетное сопротивление кладки при изгибе  $R_{tb1}$  по неперевязанному сечению;
- расчетное сопротивление кладки при изгибе  $R_{tb2}$  по перевязанному сечению.

Величины  $R_{tb1}$ ,  $R_{tb2}$  должны определяться на основании испытаний фрагментов кладки на изгиб по неперевязанному и перевязанному сечениям по схемам, указанным на рис. 1 и 2. Испытания выполняются специализированными организациями для кладки из керамических камней отдельных производителей на принятом виде кладочного (клеевого) раствора.

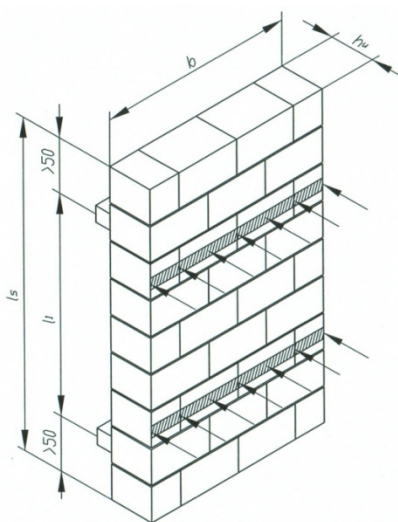


Рис.1. Схема испытания кладки при изгибе по неперевязанному сечению

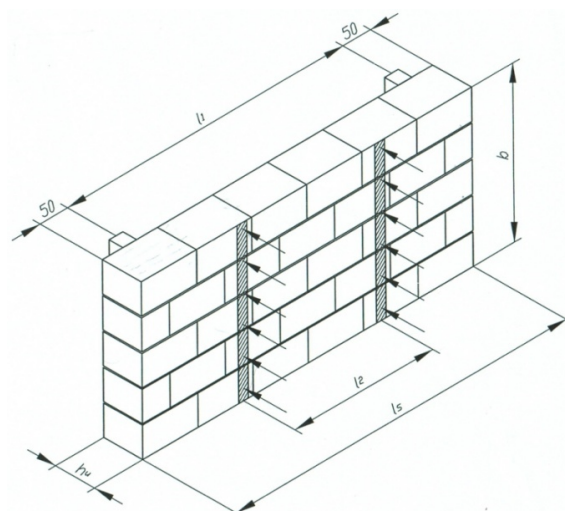


Рис.2. Схема испытания кладки при изгибе по перевязанному сечению.

При отсутствии опытных данных значения  $R_{tb1}$ ,  $R_{tb2}$  могут приниматься по таблице Б.

Таблица Б

Расчетные сопротивления кладки из крупноформатных камней на традиционных и клеевых растворах осевому растяжению, растяжению при изгибе, срезу, при расчете сечений кладки, проходящих по горизонтальным швам при марке раствора 50 и выше

Вид напряженного состояния	Обозначение	Расчетное сопротивление, МПа
На традиционных растворах		
А. Осевое растяжение кладки: 1. по неперевязанному сечению (нормальное сцепление) 2. по перевязанному сечению	$R_t$	0,12
		0,16
В. Растяжение при изгибе: 1. по неперевязанному сечению 2. по перевязанному сечению	$R_{tb1}$	0,12
	$R_{tb2}$	0,25
С. Срез: 1. по неперевязанному сечению из плоскости стены и в плоскости стены	$R_{sq}$	0,16
На клеевых растворах		
D. Осевое растяжение; 1. по неперевязанному сечению (нормальное сцепление) 2. по перевязанному сечению	$R_t$	0,08
		0,08
Е. Растяжение при изгибе: 1. по неперевязанному сечению (главные растягивающие напряжения при изгибе)	$R_{tb}$	0,12
Ф. Срез: 1. по неперевязанному сечению (касательное сцепление)	$R_{sq}$	0,16

При расчете ненесущих стен на горизонтальные кратковременные нагрузки (ветровые) из плоскости допускается учитывать их работу как пластины, работающей в двух направлениях по перевязанному и перевязанному сечению. Учет работы стены на изгиб в двух направлениях не допускается для конструктивных элементов, разрушение которых может привести к обрушению смежных конструкций.

Распределение величины несущей способности стены на нагрузки из плоскости учитывается введением коэффициента  $\mu$ , который зависит от расчетного сопротивления кладки по перевязанному и перевязанному сечению  $\mu = R_{tb1} / R_{tb2}$ .

При проектировании ненесущих стен на нагрузки из плоскости следует учитывать:

- наличие рулонных гидроизоляционных прослоек;
- условия закрепления фрагмента кладки по периметру, наличие неразрезности фрагмента кладки в месте его опоры.

Наличие деформационного шва в стене следует рассматривать как вертикальную свободную грань, при этом момент и поперечная сила не передаются на примыкающий фрагмент стены. Возможно устройство специальных связей, позволяющих передавать момент (и/или поперечную силу) через деформационный шов.

Опорная реакция по грани фрагмента стены от нагрузок из плоскости может считаться равномерно распределенной. Опора по грани фрагмента может обеспечиваться вертикальными элементами каркаса, стенами другого направления, перекрытиями, конструкциями покрытия.

При наличии гидроизоляционной прослойки опора должна считаться шарнирной.

Расчетная величина несущей способности на изгиб фрагмента стены определяется по формуле:

$$M = R_{tb} \cdot W, \quad (Б1)$$

где:  $R_{tb}$  – прочность кладки на изгиб, для плоскости в которой происходит изгиб. При расчете на изгиб в вертикальной плоскости принимается прочность на изгиб по перевязанному сечению  $R_{tb1}$ , при расчете на изгиб в горизонтальной плоскости принимается прочность на изгиб по перевязанному сечению  $R_{tb2}$ ;

$W$  – момент сопротивления расчетного сечения кладки.

### 3. Определение величин ветровой нагрузки на высоте 20; 40; 60 и 80 м для зданий прямоугольной формы

#### *Расчетные ветровые нагрузки в процессе эксплуатации здания*

3.1. Расчетная ветровая нагрузка определяется согласно п. 11.1 СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*».

3.2. Нормативное значение ветровой нагрузки  $w$  (см. п. 11.1.2) следует определять как сумму средней  $w_m$  и пульсационной  $w_p$  составляющих

$$w = w_m + w_p \quad (11.1).$$

3.3. Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $w_m$  в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$  над поверхностью земли следует определять по формуле

$$w_m = w_o k(z_e) c \quad (11.2),$$

где  $w_o$  принимается для I-го ветрового района по таблице 11.1;

–

$k(z_e)$  – определяется по таблице 11.2 в зависимости от высоты  $z_e$ ;

$c$  – аэродинамический коэффициент принимаем равным  $c = 0,8$ , как для прямоугольного здания в плане в соответствии с таблицей Д2 приложения 2.

3.4. Определяем нормативное значение ветровой нагрузки (II-ой район скоростного напора ветра):

а) на высоте **20 м** при значениях

–  $w_o = 0,30$  кПа;

–  $k(z_e) = 0,85$  по таблице 11.2

$$w_m = w_o k(z_e) c = 0,30 \cdot 0,85 \cdot 0,8 = 0,204 \text{ кПа};$$

б) на высоте **40 м** при значениях

–  $w_o = 0,30$  кПа;

–  $k(z_e) = 1,1$

$$w_m = 0,30 \cdot 1,1 \cdot 0,8 = 0,264 \text{ кПа};$$

в) на высоте **60 м** при значениях

–  $w_o = 0,30$  кПа;

–  $k(z_e) = 1,3$

$$w_m = 0,30 \cdot 1,3 \cdot 0,8 = 0,312 \text{ кПа};$$

г) на высоте **80 м** при значениях



–  $w_o = 0,30$  кПа;

–  $k(z_e) = 1,45$

$$w_m = 0,30 \cdot 1,45 \cdot 0,8 = 0,348 \text{ кПа.}$$

3.5. Определяем нормативные значения пульсационной составляющей по формуле

$$w_p = w_m \zeta(z_e) \nu \cdot c,$$

где  $w_m = 0,30$  кПа;

$\zeta(z_e)$  – принимается по таблице 11.4 СП 20.13330.2011;

$\nu$  – коэффициент пространственной корреляции пульсации давления ветра (см. 11.1.11 СП 20.13330.2011).

Значения  $\zeta(z_e)$  в зависимости от  $h(z)$

Высота $z_e$ , м	Коэффициент пульсации $\zeta$
	В
20	0,92
40	0,80
60	0,74
80	0,70

Для определения значений коэффициентов корреляции  $\nu$  необходимо в каждом конкретном случае принимать заданную в проекте ширину фасада здания «b» (см. рис. 11.2 11 СП 20.13330.2011).

В проекте задана ширина фасада здания «**b = 26м**».

Определяем значение коэффициентов корреляции  $\nu$

Таблица 11.6 (СП 20.13330.2011) будет выглядеть следующим образом

$\rho$ , м	Коэффициент $\nu$ при $\chi$ , м, равном			
	20	40	60	80
20	0,76	0,73	0,70	0,68

а) Пульсационная составляющая на высоте 20 м

$$w_p = 0,204 \cdot 0,92 \cdot 0,742 \cdot 0,8 = 0,111 \text{ кПа;}$$

б) Пульсационная составляющая на высоте **40 м**

$$w_p = 0,264 \cdot 0,8 \cdot 0,712 \cdot 0,8 = 0,120 \text{ кПа;}$$

в) Пульсационная составляющая на высоте **60 м**

$$w_p = 0,312 \cdot 0,74 \cdot 0,6885 \cdot 0,8 = 0,127 \text{ кПа};$$

г) Пульсационная составляющая на высоте **80 м**

$$w_p = 0,348 \cdot 0,7 \cdot 0,665 \cdot 0,8 = 0,130 \text{ кПа};$$

3.6. Определяем расчетные значения **ветровой и пульсационной составляющих**

$$w = (w_m + w_p) \cdot 1,4,$$

где 1,4 – коэффициент надежности (см. 11.1.121 СП 20.13330.2011).

а) на высоте **20 м**

$$w = (0,204 + 0,111) \cdot 1,4 = 0,441 \text{ кПа};$$

б) на высоте **40 м**

$$w = (0,264 + 0,120) \cdot 1,4 = 0,538 \text{ кПа};$$

в) на высоте **60 м**

$$w = (0,312 + 0,127) \cdot 1,4 = 0,615 \text{ кПа};$$

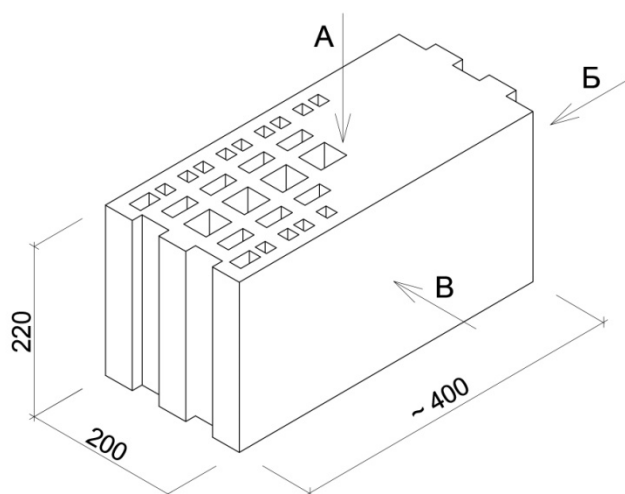
г) на высоте **80 м**

$$w = (0,348 + 0,130) \cdot 1,4 = 0,669 \text{ кПа}.$$

## 4. Подбор сечений однослойных несущих стен

### 4.1. Структура крупноформатного керамического камня

Крупноформатный керамический камень имеет вертикальные пустоты прямоугольной или сводчатой формы, которые длинной стороной расположены перпендикулярно стене и тепловому потоку. Две грани камня – плоские, две – выпукло-вогнутые, создающие соединение «паз-гребень».



Из-за направленности пустот и толщины перегородок зависит прочность камня в трех направлениях.

По направлению «А» – самая большая прочность, которая определяет марку камня.

По направлению «Б» – прочность значительно меньше.

По направлению «В» – самая низкая прочность, в десятки раз меньше марки камня (по направлению «А»).

«Рисунок» пустот и перегородок у заводов-изготовителей значительно отличаются. Соответственно отличается и прочность камней в двух направлениях (по «Б» и «В») при одной и той же марке.

Исходя из вышеуказанной структуры камня, расчетные сопротивления его в разных направлениях значительно отличаются и для следующих характеристик:

- на срез по всем трем направлениям
- на растяжение при изгибе
- на смятие.

Поэтому при расчете кладки на изгиб по перевязанному и неперевязанному сечениям по камню следует принимать моменты сопротивления за вычетом

пустот. При расчете на срез (касательные напряжения вдоль условной балки) площадь среза может составлять около 20% от всего сечения.

Учитывая вышеизложенное, каждый завод-изготовитель должен выдавать для расчетов необходимые, указанные выше расчетные характеристики, согласованные ЦНИИСК им.В.А.Кучеренко, имеющих на это право.

#### 4.2. Выбор расчетных сечений в стене без проемов

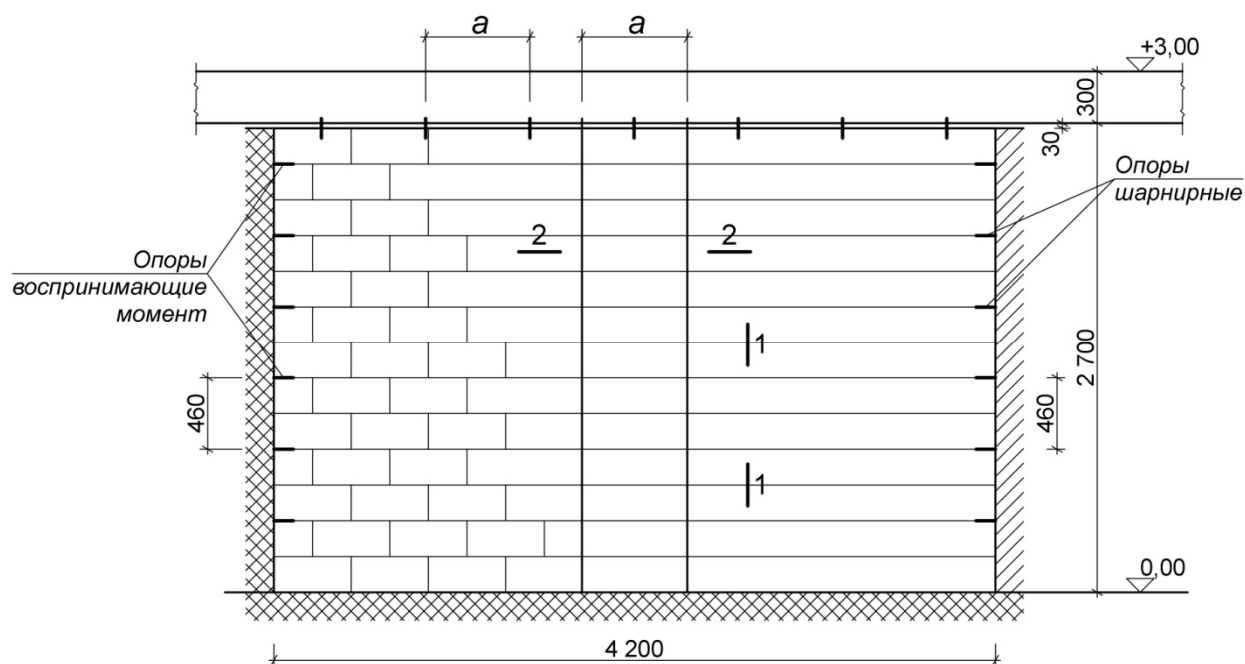


Рис. 1. Фасад стены без проёма

Ширину грузовой площади принимают равной расстоянию между опорами.

Опоры должны быть рассчитаны на восприятие опорных реакций от действия ветровой нагрузки на принятую грузовую площадь.

В верхней части фрагмента стены опоры могут быть только шарнирные, не воспринимающие моменты, или отсутствовать (шарнирными или в виде свободной грани) и не препятствовать возможному изгибу вышерасположенному перекрытию.

Верхние опоры должны быть рассчитаны на восприятие опорной реакции принятой грузовой площади. Камни проверяются на смятие под опорами, исходя из их марки перпендикулярно к плоскости стены (см. п. 4.4.).

а) Расчётное сечение кладки по перевязанному сечению принимать по сечению 1-1

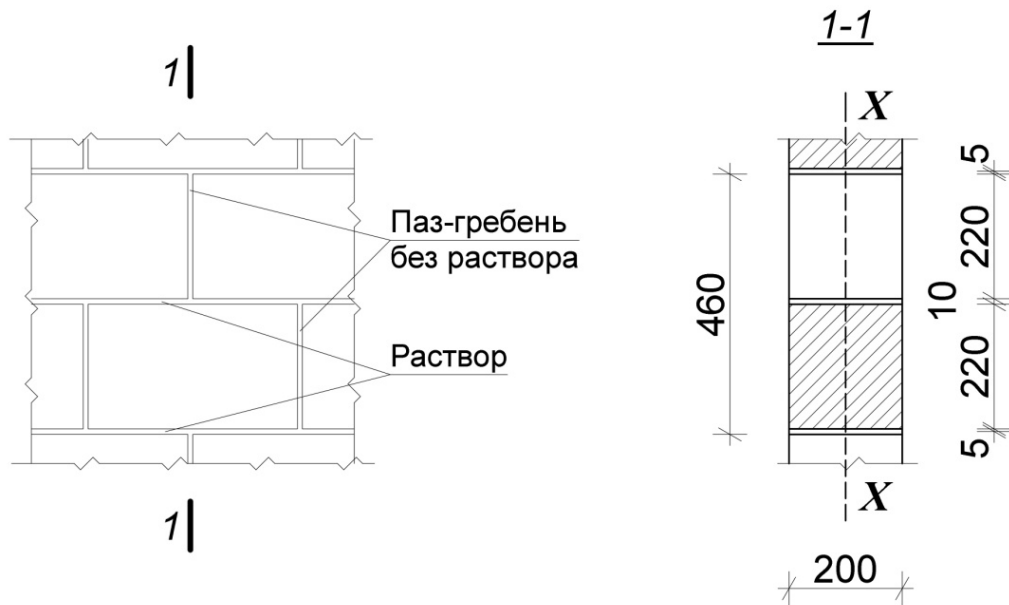
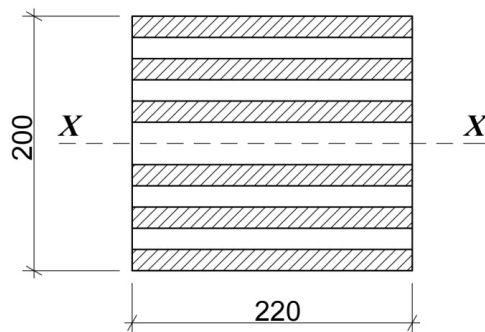


Рис. 4. Расчётное сечение кладки

Момент сопротивления по камню следует определять за вычетом пустот.

Определение момента сопротивления



$$W_k = \frac{J}{\frac{h}{2}},$$



где:  $J = J_1 + J_2 \dots J_n + a_1^2 \cdot F_1 + a_2^2 \cdot F_2 + \dots a_n^2 \cdot F_n$ .

То же, по раствору

$$W_p = \frac{2 \cdot 20^2}{6} = 133,3 \text{ см}^3.$$

Расчетный момент  $M_2$  определяем исходя из балочной схемы:  
однопролетная балка на двух опорах по формуле:

$$M_2 = q \cdot l^2 / 2,$$

Ветровая нагрузка  $w$  принимается в зависимости от высоты расположения рассчитываемого участка стены на ширину расчетного сечения 460 мм (в рассматриваемом случае).

Проверка несущей способности по перевязанному сечению на растяжение при изгибе выполняется по формуле

$$M = (R_{tb} \cdot W_p + R_{tb} \cdot W_k) \leq M_2,$$

где  $R_{tb}$  по раствору – принимать по табл. 11 СП 15.13330.2012;

$R_{tb}$  по камню – принимать по табл. 12 для камня марки М10 (марка по камню вдоль стены определяется заводом изготовителем и может отличаться от принятой в данном случае).

Проверка несущей способности по перевязанному сечению на срез от действия опорной реакции  $Q_p$

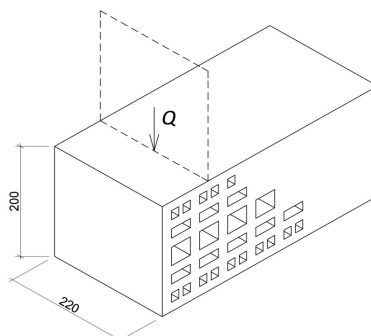
$$Q = R_{sq} \cdot F_p + R_{sq} \cdot F_k \leq Q_p,$$

где:  $R_{tb}$  по раствору – принимать равной 0,16 МПа;

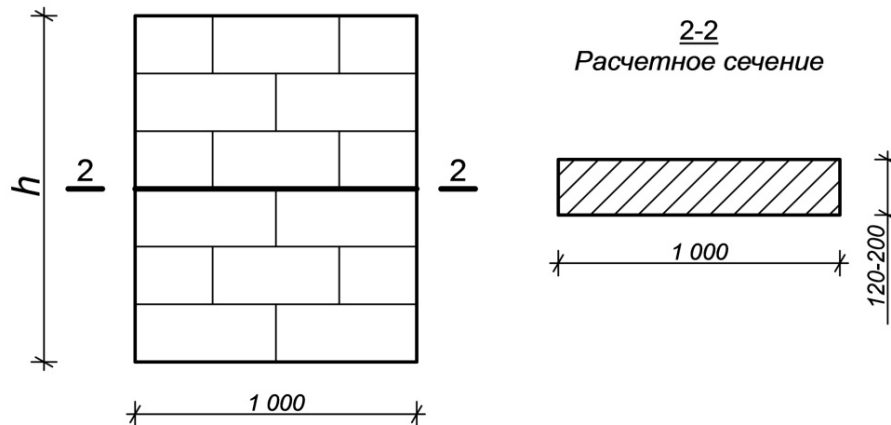
$R_{tb}$  по камню – принимать по табл. 12 СП 15.13330.2012 для камня марки М15;

$F_p, F_k$  – площади принимать по сечению 1-1.

### Плоскость среза



б) Расчетное сечение кладки по неперевязанному сечению принимать по сечению 2-2



Момент сопротивления по камню

$$W_k = \frac{J}{\frac{h}{2}},$$

где:  $J = J_1 + J_2 \dots J_n + a_1^2 \cdot F_1 + a_2^2 \cdot F_2 + \dots a_n^2 \cdot F_n$ .

Момент сопротивления по раствору

$$W_p = \frac{a \cdot 20^2}{6}$$

Несущая способность проверяется по формулам отдельно для камня и для раствора

$$M_k = R_{tb} \cdot W_k \leq M_1$$

Оба условия должны быть выполнены

$$M_p = R_{tb} \cdot W_p \leq M_1$$

где  $R_{tb}$  по камню – принимать (по табл. 12 СП 15.13330.2012) как для камня марки М15 (по результатам заводских испытаний);

$R_{tb}$  по раствору – принимать равной 0,12 МПа (по табл. 11 СП 15.13330.2012).

Проверка несущей способности на срез от действия опорной реакции  $Q_p$ :

$$\text{по камню } Q = R_{sq} \cdot F_k \leq Q_p;$$

$$\text{по раствору } Q = R_{sq} \cdot F_p \leq Q_p.$$

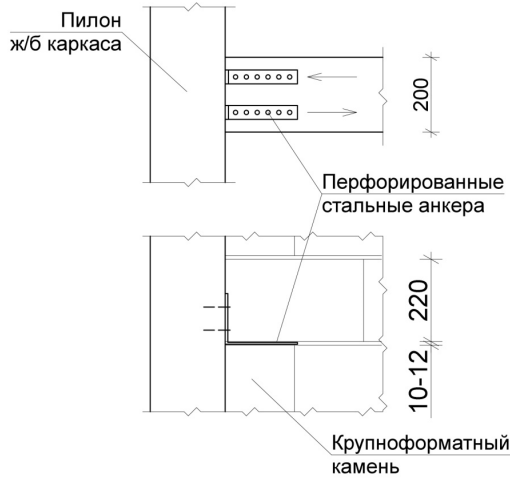
где  $Q_b$  – расчетное значение, определяемое как для однопролетной балки с соответствующим закреплением на опорах.

При невыполнении одного из условий сечение не проходит на срез.

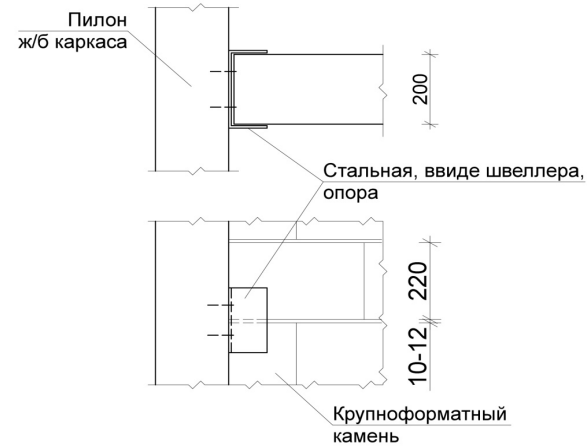
### 4.3. Типы опор и основание положения их расчетов

Опоры подразделяются на:

- воспринимающими опорный момент;
- не воспринимающими опорный момент.



*Опора, воспринимающая опорный момент*

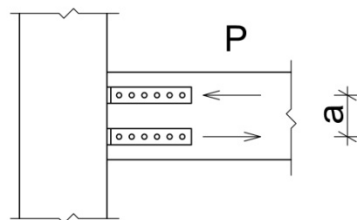


*Опора, невоспринимающая опорный момент*

а) Опоры, рассчитанные на восприятие момента.

В этом случае расчету подлежит каждый анкер на растягивающее усилие, равное расчетному моменту на опоре, деленному на плечо внутренней пары ( $a$ )

$$P = \frac{M}{a}$$

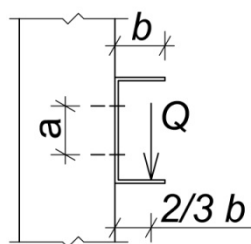


Сечение стального (перфорированного) анкера проверяется на осевое растяжение от силы  $P$ . Анкера крепления к пилону проверяются на вырыв из бетона.

б) Опоры типа «швеллер» рассчитываются на изгиб от действия перерезывающей силы  $Q$  (опорная реакция)

Анкера рассчитываются на вырыв от силы

$$N = \frac{2 b Q}{3a}$$



Кладка в месте опирания на «швеллер» должна быть проверена на смятие.



Марка камня в направлении  $\perp$  стене на смятие – не более марки М5 и зависит от формы пустот.

Как показали исследования, расчетные сопротивления на смятие в зоне опирания составили 2,3 МПа (23 кгс/см<sup>2</sup>), когда по полю ( $\perp$  стене) временное сопротивление составляет 0,3 МПа.

#### **4.4. Определение расчетных сопротивлений кладки стен для расчета по перевязанному и неперевязанному сечениям**

Величины расчетных сопротивлений кладки должны определяться на основании испытаний фрагментов кладки на изгиб по перевязанному и неперевязанному сечениям (см. раздел 2).

При отсутствии указанных испытаний и расчетных характеристик в целом по кладке следует расчетные характеристики принимать по таблицам 11 и 12 СП 15.13330.2012 отдельно для камня и раствора.

4.4.1. Расчетные сопротивления R, МПа кладки на цементно-известковых, цементно-глиняных и известковых растворах, проходящие по горизонтальным швам по перевязанному сечению, следует принимать:

а) растяжение при изгибе для марок раствора М50 и выше – 0,25 МПа (таблица 11 СП 15.13330.2012);

б) срез – 0,16 МПа (таблица 11 СП 15.13330.2012).

Расчетное сопротивление  $R$ , МПа кладки из кирпича и камней, проходящему по камню по перевязанному сечению, следует принимать:

а) растяжение при изгибе для марки камня М15 – 0,07 МПа (см. таблицу 1 испытаний камня перпендикулярно к стене «на лицо»);

б) срез – 0,14 МПа (таблица 12 СП 15.13330.2012).

4.4.2. Расчетное сопротивление  $R$ , МПа кладки на цементно-песчаном растворе, проходящем по горизонтальным швам по непереязанному сечению, следует принимать:

а) растяжение при изгибе – 0,12 МПа (таблица 11 СП 15.13330.2012);

б) срез – 0,16 МПа (таблица 11 СП 15.13330.2012).

Расчетное сопротивление  $R$ , МПа кладки из кирпича и камней, проходящему по камню по непереязанному сечению, следует принимать:

а) растяжение при изгибе для марки камня М35 (испытание на «тычок») – 0,12 МПа (таблица 12 СП 15.13330.2012);

б) срез – 0,3 МПа (таблица 12 СП 15.13330.2012).

Примечание. Прочность камня определялась заводом-изготовителем ООО «Винербергер Кирпич». Таблица 1 прилагается.





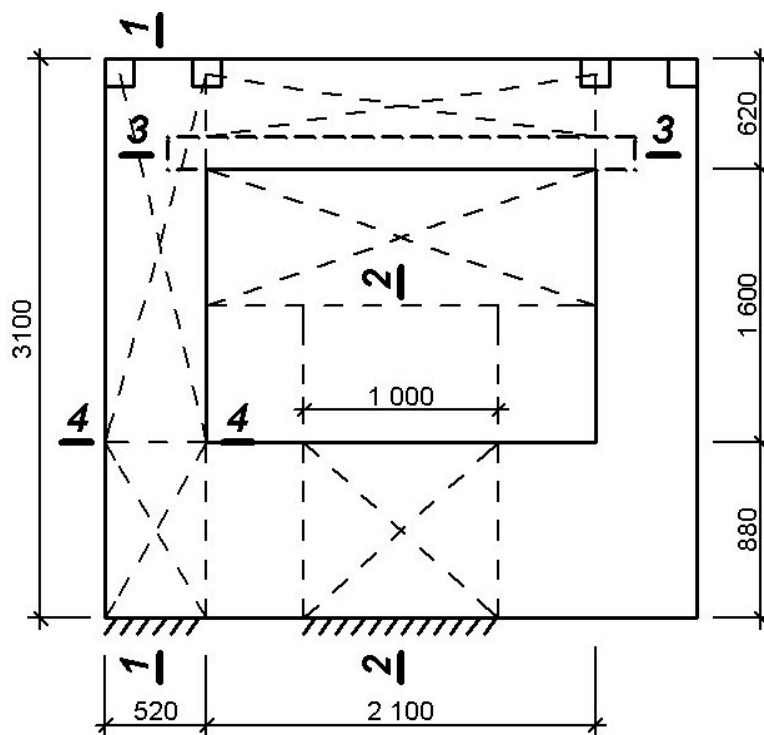
#### 4.5. Расчет несущей многослойной стены с оконным проемом

Многослойные стены при расчете на ветровую нагрузку следует считать, что наружные слои (облицовочный кирпичный или штукатурный) передают всю нагрузку на внутренний слой. При этом условии упрощается расчетная схема передачи нагрузок. Работа облицовочного слоя на температурные воздействия учитывается отдельно.

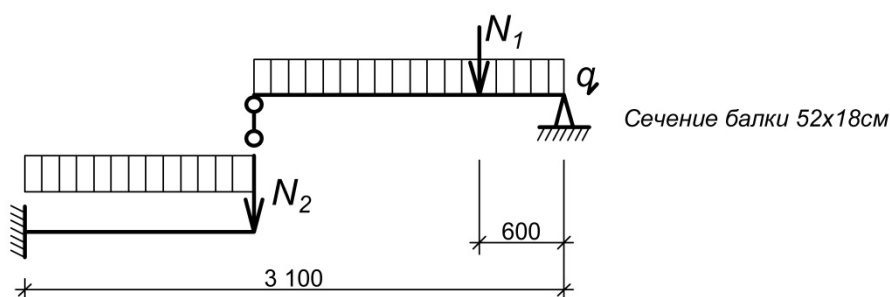
Теория расчета навесных стен и оконными проемами в настоящее время отсутствует. Поэтому предлагается упрощенная схема, в которой приняты балочные схемы:

- консольная и
- однопролетная балка на двух опорах.

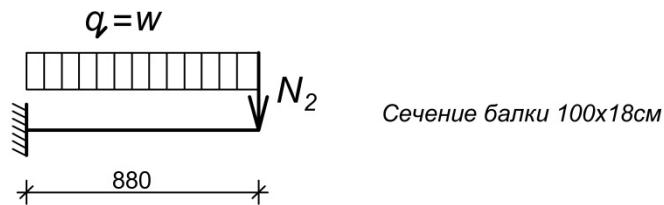
Расчетные схемы по сечениям 1-1, 2-2, 3-3, 4-4



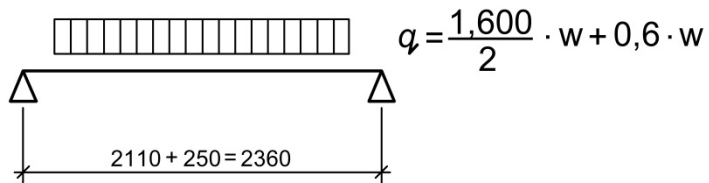
Расчетная схема 1-1



Расчетная схема 2-2



Расчетная схема 3-3



В расчетах принято, что фактическое напряжение в сечении не должно превышать как в пролете, так и на опоре значения

$$R = \frac{M}{W} \leq R_{tb} = 0,12 \text{ МПа},$$

где:  $R_{tb} = 0,12 \text{ МПа}$  для раствора М50 и более по неперевязанному сечению (табл. 11 СП 15.13330.2012);

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{52 \cdot 18^2}{6} = 2808 \text{ см}^3 \text{ для сечения 1-1};$$

$$W = \frac{100 \cdot 18^2}{6} = 5400 \text{ см}^3 \text{ для сечения 2-2}.$$

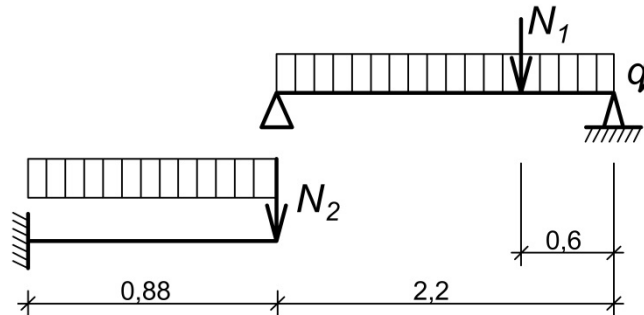
Примечание. Высота шва принята за вычетом 2 см (незаполненные швы по краям раствора).

Распределение ветровой нагрузки, действующей на оконный проем, происходит в вертикальном направлении за счет передачи нагрузки створками окон на верхнюю и нижнюю части оконной рамы.

Расчет следует начинать с сечения 3-3. Учитывая, что перемычки практически используют стальные (из-за трудности смонтировать сборные железобетонные), необходимо их рассчитывать на вертикальные (от собственного веса) и ветровые нагрузки.

Реакцию от ветровой нагрузки следует учесть при расчете по схеме 1-1.

Расчет участка стены по схеме 1-1



Сечение балки принято 52 x 18 см.

Ветровые нагрузки  $q = w \cdot 0,52 = 61,5 \cdot 0,52 = 31,98$  кг/пог. м.

Для определения численного значения сосредоточенной силы « $N_1$ » необходимо выполнить сбор ветровых нагрузок, действующих на перемычку.

*Сбор ветровых нагрузок, действующих на перемычку (схема 3-3).*

Нагрузка ветровая, передаваемая от окна.

$$q_1 = \frac{1,6}{2} \cdot w = 0,8 \cdot 61,5 = 49,2 \text{ кг/мм.}$$

Нагрузка на плоскость стены выше перемычки

$$q_2 = 0,6 \cdot w = 0,6 \cdot 61,5 = 36,9 \text{ кг/мм.}$$

(принято  $0,62 - 0,02 = 0,6$ , где 20 мм – зазор между стеной и перекрытием).

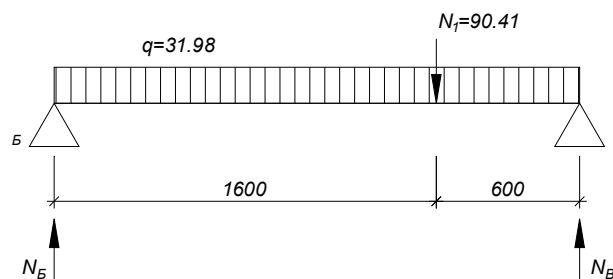
Суммарная нагрузка на 1 пог. м.

$$\Sigma q = q_1 + q_2 = 49,2 + 36,9 = 86,1 \text{ кг/мм.}$$

Опорная реакция от данной нагрузки

$$N_1 = 86,1 \cdot \frac{2,1}{2} = 90,41 \text{ кг, где 2,1 размер окна.}$$

Подставляем  $N_1$  в расчетную схему 1-1 в пролет Б-В.



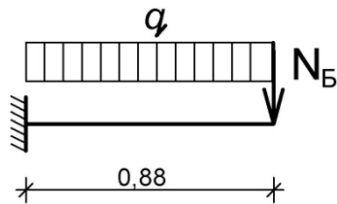
Определяем опорные реакции  $N_Б$  и  $N_В$

$$N_B = \frac{90,41 \cdot 1,6}{2,2} = 65,75 \text{ кгс.}$$

$$N_B = 90,41 - 65,75 = 24,66 \text{ кг.}$$

С учетом равномернораспределенной нагрузки  $N_B = 24,66 + 31,98 \cdot 1,1 = 59,84 \text{ кг.}$

Расчетная схема консоли схемы 1-1



$$N_B = 59,84 \text{ кг.}$$

где:  $q = 61,5 \cdot 0,52 = 31,98 \text{ кг/п. м.}$

Определяем расчетный момент на опоре

$$M_A = \frac{ql^2}{2} + N_B \cdot 0,88 = \frac{31,98 \cdot 0,88^2}{2} + 59,84 \cdot 0,88 = 12,38 + 52,66 = 65,04 \text{ кг м} > 33,69 \text{ кг м.}$$

Допустимый момент

$$M_q = 1,2 \cdot 2808 = 33,69 \text{ кг м.}$$

где:  $W = \frac{52 \cdot 18^2}{6} = 2808 \text{ см}^3.$

*Удерживающий момент от собственного веса*

Вес столба кладки сечением 0,52 x 0,2 м, плотностью  $D = 1000 \text{ кг/м}^3.$

$$0,52 \cdot 3,1 \cdot 0,2 \cdot 1,0 = 0,32 \text{ тс.}$$

Удерживающий момент от собственного веса

$$M = 320 \cdot 0,1 = 32 \text{ кг м.}$$

Суммарный удерживающий момент с учетом момента в заделке

$$\Sigma M = 32 + 33,69 = 65,69 \text{ кг м} > 65,04 \text{ кг м.}$$

Проверка сечения 4-4 балки на перерезывающую силу

Расчетное сечение – 52x18 см.

Перерезывающая сила  $Q = N_B = 59,84 \text{ кгс.}$

По данным таблицы 11 СП 15.13330.2012 расчетное сопротивление срезу раствора М50 и более составляет  $R_{sq} = 0,16 \text{ МПа.}$

Площадь среза

$$A = 52 \cdot 18 = 936 \text{ см}^2.$$



Несущая способность сечения на срез

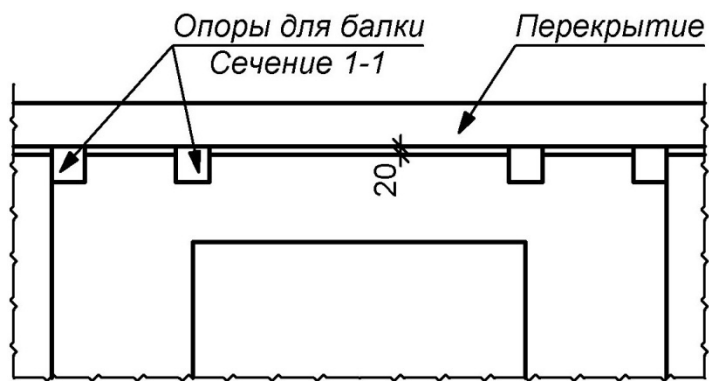
$$Q = R_{sq} \cdot A = 1,6 \cdot 936 = 1497,6 > 59,84 \text{ кгс.}$$

Расчет верхней опоры для схемы нагрузки 1-1

Реакция на верхней опоре  $N_B$  с учетом равномерно распределяемой нагрузки  $q = 24,59 \text{ кг м}$  составляет

$$N_B = 65,75 + 31,98 \cdot 1,1 = 100,93 \text{ кгс.}$$

Данная нагрузка будет восприниматься двумя опорами, установленными под перекрытием



Нагрузка, воспринимаемая одной опорой

$$\frac{N_B}{2} = \frac{100,93}{2} = 50,46 \text{ кгс}$$

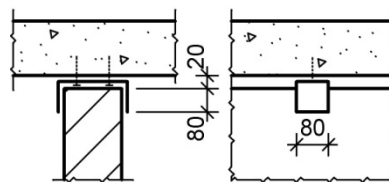
Несущая способность камня перпендикулярно плоскости стены 1,7 МПа (1,7 кгс/см<sup>2</sup>, табл. 1).

Расчетное сопротивление камня на смятие

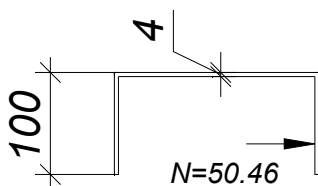
$$R_{cm} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ МПа} = 8,5 \text{ кгс/см}^2.$$

Требуемая площадь опорной части закладной детали (уголки, скобки)

$$A = 50,46 : 8,5 = 5,94 \text{ см}^2.$$



Проверяем несущую способность швеллера на изгиб от действия опорной реакции равной 50,46, кгс по следующей схеме



Момент  $M = N \cdot a$ , где,  $a = \frac{2}{3} 8,0 + 2 = 7,3$  см.

$$M = 50,46 \cdot 7,3 = 368 \text{ кг см.}$$

Момент сопротивления сечения при толщине швеллера 4 мм

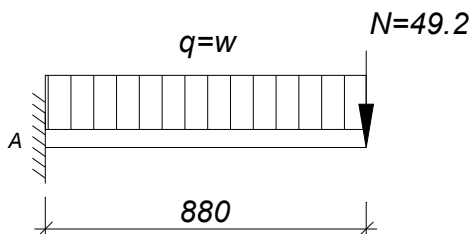
$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{8 \cdot 0,4^2}{6} = 0,213 \text{ см}^3.$$

Напряжение в сечении

$$R = \frac{M}{W} = \frac{368}{0,21} = 1725 \text{ кгс / см}^2 < 2500 \text{ кгс/см}^2.$$

Принятое сечение швеллера достаточно при проверке его на изгиб.

#### Пример расчета схемы 2-2



Ветровая нагрузка для 2-го ветрового района на высоте 60 м.

$$w = q = 0,615 \text{ кПа/м}^2 (61,5 \text{ кгс/м}^2).$$

Момент в точке А

$$M_A = \frac{ql^2}{2} + N_2 \cdot l = \frac{61,5 \cdot 0,88^2}{2} + 49,2 \cdot 0,88 = 67,1 \text{ кг м} < 64,8 \text{ кг м},$$

где:  $N_2 = q \frac{1,6}{2} = 61,5 \cdot 0,8 = 49,2$  кгс.

Момент, воспринимаемый сечением

$$M = R_{tb} \cdot W = 1,2 \cdot 5400 = 64,8 \text{ кг м.}$$

*Удерживающий момент от собственного веса*

Вес столба кладки сечением 1,0 x 0,2 м, плотностью  $D = 1000 \text{ кг/м}^3$ .

$$1,0 \cdot 0,88 \cdot 0,2 \cdot 1,0 = 0,176 \text{ тс.}$$

Удерживающий момент от собственного веса

$$M = 176 \cdot 0,1 = 17,6 \text{ кг м.}$$

Суммарный удерживающий момент с учетом момента в заделке

$$\Sigma M = 17,5 + 64,8 = 82,3 \text{ кг м} > 67,1 \text{ кг м.}$$

Следует выполнить расчет сечения по камню

Марка камня – М100.

Пустотность – 40%.

Растяжение при изгибе  $R_{tb} = 0,25$  МПа (по таблице 12 СП 15.13330.2012)

$$M = R_{tb} \cdot W$$

где:  $W$  по упрощенной схеме можно принять 60% от полного сечения.

$$W = \frac{bh^2}{6} 0,6 = \frac{100 \cdot 20^2}{6} 0,6 = 3999 \text{ см}^3.$$

$$M = 2,5 \cdot 3999 = 9997,5 \text{ кг см} = 99,97 \text{ кг м} > 64,8 \text{ кг м.}$$

**Вывод.** Момент, воспринимаемый сечением по камню, больше чем, воспринимаемый раствором.

## 5. Выводы и рекомендации

В данной работе выполнен анализ расчетов двух типов навесных стен: сплошной навесной стены и стены с оконными проемами на воздействие ветровой нагрузки.

Расчет сплошной стены выполнялся с учетом распределения напряжений в кладке в двух направлениях в зависимости от соотношения размеров стены и типов крепления на опорах согласно требованиям Российских норм при расчете плит, опертых по четырем сторонам с соотношением больше 0,5 (не балочная плита) с учетом требований EN 1996-1-1.

Распределение напряжений в кладке зависит также от её прочности по перевязанному и неперевязанному сечениям (в традиционной кладке с заполнением вертикальных швов раствором расчетное сопротивление по перевязанному сечению больше, чем по неперевязанному сечению).

В случае использования изделий с соединением паз-гребень требуется проверка фактических расчетных характеристик на прочность кладки в различных направлениях. В настоящее время отсутствуют данные о напряженно-деформированном состоянии кладки из камня и блоков с соединением паз-гребень при горизонтальных нагрузках. Не решен вопрос определения момента сопротивления стены при расчете по перевязанному сечению.

Результаты проведенных исследований показывают, что момент сопротивления по неперевязанному сечению значительно больше, чем по перевязанному сечению. Соответственно прочность кладки при соединении паз-гребень без заполнебния вертикальных швов по неперевязанному сечению превышает прочность кладки по перевязанному сечению.

Расчеты сплошной стены и стены с оконным проемом выполнялись с учетом вышеуказанных условий.

В практике строительства и проектирования зданий сплошные стены используются в основном по торцам зданий. Продольные стены, как правило, выполнены с оконными проемами. При расчете таких стен была принята балочная разрезка по вертикали (сечение 1-1, 2-2, 3-3, стр. ), в основу которой заложен принцип не превышения несущей способности кладки по неперевязанному сечению на опоре и в пролете.

Как показали расчеты фрагмента стены с оконным проемом для ветровой нагрузки I-го ветрового района на высоте 60 м, прочность стены достаточна при введении в верхней части шарнирных опор в виде («скобок»), швеллеров и т.п.

Данные элементы следует рассчитывать на действие опорной реакции – на смятие камня в зоне «скобки» и на срез кладки по раствору.

Последовательность расчета и распределение нагрузок меняется в зависимости от соотношения размера  $h/l$ . В данном случае был рассмотрен пример с соотношением сторон 1:1. Последовательность расчета для отношения сторон 0,5 такая же, как и для 1:1.

При отношении больше 1,0 следует передавать сосредоточенные нагрузки на балку сечения 3-3, опоры которой должны быть рассчитаны на ее реакции. Эти опоры следует выполнять в виде «скобок» (швеллер или уголки), под которыми проверяется кладка на смятие по камню и на разгиб полки швеллера (на изгибающий момент от действия реакции), аналогично опорам, примыкающим к перекрытиям.

Для примера, рассмотренного в данной работе для I-го и II-го ветрового районов, рекомендуется:

а) для зданий высотой до 20 м стены должны проектироваться с креплением к вертикальным пилонам перфолентами с шагом через 2 ряда по вертикали;

б) для зданий высотой от 20 до 40 м стены должны крепиться по трем сторонам с проверкой опор балки сечения 3-3 и с возможной заменой перфоленты в месте опоры на «скобу»;

в) для зданий высотой 40 м и более требуется проектировать стены с опиранием по четырем сторонам. Количество крепежных элементов, устанавливаемых к перекрытию, определяется расчетом (швеллера или уголков), но не менее 3-х. Шаг крепежных элементов не должен превышать 1,2 м.

Все стальные крепежные элементы должны быть защищены от коррозии в соответствии с требованиями п. 5.5 СП 28.13330.2012 «Защита строительных конструкций от коррозии».

*Примечание.* Как показали поверочные расчеты для II-го ветрового района, несущая способность рассматриваемой схемы стены на высоте 60 м достаточна.