

РАСЧЕТ

на прочность полистиролбетонных стен под воздействием ветровых нагрузок

1. Исходные данные

Ненесущие наружные стены 25-этажного жилого дома, состоящие из полистиролбетонных блоков плотностью D250 толщиной 295 мм, внутреннего армированного штукатурного слоя толщиной 20 мм и наружной облицовки пустотелым кирпичом толщиной 12 см.

Жилой дом расположен на окраине г. Москвы имеет железобетонный несущий каркас, высота типовых этажей 2,95 м, перекрытие над цокольным этажом находится на высоте 2 м над уровнем земли, толщина перекрытий 0,24 м.

Поллистиролбетонные блоки плотностью D250 имеют марку по прочности при сжатии B0,35, полистиролбетонные перемычки имеют минимальную плотность D300 и марку по прочности B0,5, штукатурный раствор принят марки 50, облицовочный кирпич марки 75 на кладочном растворе марки 50. Штукатурка армирована сеткой с ячейкой 10x10 мм из стальной проволоки \varnothing 1 мм.

Поллистиролбетонная кладка и облицовочные слои связаны друг с другом стальными сварными сетками из проволоки диаметром 3 мм с ячейкой 50x50 мм, располагаемыми в совмещенных горизонтальных швах кладок из полистиролбетонных блоков и облицовочного кирпича.

Исходные проектные решения (вертикальные и горизонтальные разрезы наружных стен) приняты по данным заказчика – 1-го Стройтреста.

Откорректированные технические решения, предусматривающие замену приоконных фахвергов из кирпичной кладки и стального уголка, на кладку из полистиролбетонных блоков, представлены на прилагаемых рис.1-3.

2. Цель расчета

2.1. Проверить прочность наружных стен из полистиролбетонных элементов (блоков и перемычек) под действиями ветровых нагрузок при самых неблагоприятных условиях на верхнем – 25 этаже для двух участков;

- в простенке эркера с наибольшим пролетом $l_{эр} = 5,6$ м;
- прямолинейного участка пролетом $l_{пр} = 3,2$ м.

2.2. Дать предложения по техническим решениям креплений полистиролбетона к несущим железобетонным конструкциям, обеспечивающим восприятие максимальных ветровых нагрузок.

3. Методы расчета

Расчеты проводятся на основе указаний СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия" и методики, изложенной в "Рекомендациях по проектированию энергоэффективных ограждающих конструкций зданий системы "Юникон" (Москомархитектура, 2002 г.), а также данных СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции", СНиП II-22-81 "Каменные и армокаменные конструкции" и СНиП II-23-81* "Стальные конструкции".

4. Расчет ветровых нагрузок

Определяем ветровую нагрузку, действующую на стену на верхнем 25-ом этаже, принимая (с запасом) расчетную высоту этажа равной 3,0 м.

Высота здания составляет $H = 25 \cdot 3 + 2 = 77$ м > 40 м, следовательно учитываем пульсационную составляющую ветровой нагрузки. Середина верхнего этажа нахо-

дится на высоте $z=77-3/2=75,5$ м. Принимая тип местности В (городская территория), по табл. 6 СНиП 2.01.07-85 определяем коэффициент k .

$$k = 1,3 + 0,15 \frac{75,5 - 60}{80 - 60} = 1,416.$$

Для г. Москвы (1-й ветровой район) $w_0 = 23 \text{ кгс/м}^2$. Тогда средняя составляющая ветровой нагрузки при $c=0,8$ равна

$$w_m = w_0 k c = 23 \cdot 1,416 \cdot 0,8 = 26,05 \text{ кгс/м}^2.$$

Определяем пульсационную составляющую ветровой нагрузки w_p по формуле (6.3) "Рекомендаций по проектированию...".

Период собственных колебаний здания $T = 0,021 \cdot H = 0,021 \cdot 77 = 1,617 \text{ сек}^{-1}$. Тогда параметр $\epsilon = 0,004 T \sqrt{w_0} = 0,004 \cdot 1,617 \sqrt{23} = 0,031 < 0,05$; а коэффициент динамичности $\xi = 1,18 + 10\epsilon = 1,18 + 10 \cdot 0,031 = 1,49$.

Определим коэффициент k при $z = H = 77$ м: $k = 1,3 + 0,15 \frac{77 - 60}{20} = 1,428$. Тогда $w_{mh} = 23 \cdot 1,428 \cdot 0,8 = 26,27 \text{ кгс/м}^2$. Определяем по табл.7 СНиП 2.01.07-85 коэффициент ζ при $z=77$ м и типе местности В: $\zeta = 0,74 - 0,04 \frac{77 - 60}{20} = 0,706$. По табл.9 СНиП 2.01.07-85 определяем v при $\chi = H = 77$ м и $\rho = B = 40$ м:

$$v = 0,67 - 0,04 \frac{77 - 40}{40} = 0,633.$$

Тогда $w_p = 1,4 \frac{z}{H} \xi w_{mh} \zeta v = 1,4 \cdot \frac{75,5}{77} \cdot 1,49 \cdot 26,27 \cdot 0,706 \cdot 0,633 = 24,01 \text{ кгс/м}^2$ и

$$w = w_m + w_p = 26,05 + 24,01 = 50,06 \text{ кгс/м}^2.$$

Распределенная ветровая нагрузка на боковые крепежные элементы в простенках составит

$$q_b = w h_n \gamma_n \gamma_f = 50,06 \cdot 2,71 \cdot 0,95 \cdot 1,4 = 180,43 \text{ кгс/м},$$

где $h_n = 2,71$ м – расчетная высота простенка между перекрытиями;

γ_n – коэффициент надежности по назначению (для жилых зданий $\gamma_n = 0,95$);

$\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надежности по нагрузке.

Учитывая, что в эркере оконные блоки под перекрытиями обязательно крепятся непосредственно к железобетонному перекрытию с горизонтальной четвертью, расчетную длину горизонтальной части полистиролбетонного простенка принимаем равной $b \approx 1,0$ м и максимальная распределенная нагрузка на крепежные элементы в этой части стены составит

$$q_r^{pp} = w b \gamma_n \gamma_f = 50,06 \cdot 1,0 \cdot 0,95 \cdot 1,4 = 66,58 \text{ кгс/м}.$$

На прямолинейном участке наружной стены с расчетным пролетом $\ell_{r(pp)} = 3,2$ м, максимальная распределенная нагрузка на крепежные элементы под перекрытием составит

$$q_r^{pp} = w \ell_{r(pp)} \gamma_n \gamma_f = 50,06 \cdot 3,2 \cdot 0,95 \cdot 1,4 = 213,05 \text{ кгс/м}.$$

Расчетный момент в простенке (при условии его закрепления под перекрытием и без учета удерживающего момента от веса стены) при положительном давлении ветра ($c=0,8$) составит

$$M_{B(+)} = \frac{q_n h_n^2}{8} = \frac{180,43 \cdot 2,71^2}{8} = 165,6 \text{ кгс}\cdot\text{м},$$

а без закрепления под перекрытием

$$M'_{B(+)} = \frac{q_n h_n^2}{2} = \frac{180,43 \cdot 2,71^2}{2} = 662,5 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

При отрицательном давлении ветра соответствующие моменты будут равны

$$M_{n(-)} = 165,6 \frac{0,6}{0,8} = 124,2 \text{ кгс}\cdot\text{м}, \quad M'_{n(-)} = 662,5 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 496,9 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Расчетный момент под перекрытием в закрепляемом по концам простенке эркера при положительном давлении ветра ($c=0,8$) составит

$$M_{r(+)}^{\text{рп}} = \frac{q_r^{\text{рп}} \cdot b^2}{8} = \frac{66,58 \cdot 1,0^2}{8} = 8,32 \text{ кгс}\cdot\text{м},$$

при отрицательном давлении ветра

$$M_{r(-)}^{\text{рп}} = 8,32 \frac{0,6}{0,8} = 6,24 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Расчетный момент под перекрытием на закрепляемом по концам прямолинейном участке стены при положительном ветровом давлении составит

$$M_{r(+)}^{\text{рп}} = \frac{q_r^{\text{рп}} \cdot \ell_{r(\text{рп})}^2}{8} = \frac{213,05 \cdot 3,2^2}{8} = 272,7 \text{ кгс}\cdot\text{м},$$

при отрицательном давлении ветра

$$M_{r(-)}^{\text{рп}} = 272,7 \frac{0,6}{0,8} = 204,5 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

5. Определение усилий от веса стен

5.1. Нормативная нагрузка от веса 1 м^2 глухой части стены

Для прямолинейных участков стен удельная нагрузка от глухих частей составляет

$$q_n^{\text{рп}} = 1600 \cdot 0,12 \text{ (кирпичная облицовка)} + 300 \cdot 0,3 \text{ (полистиролбетонные блоки)} + 1800 \cdot 0,02 \text{ (штукатурка)} = 192 + 90 + 36 = 318 \text{ кг/м}^2,$$

где 1600; 300 и 1800 кг/м³ – расчетные плотности слоев стены (для полистиролбетонных блоков плотность принята с учетом отпускной влажности); 0,12; 0,3 и 0,02 м – толщины соответствующих слоев стен.

Положение центра тяжести относительно наружной грани стены

$$y_c = \frac{192 \cdot 0,06 + 90 \cdot 0,27 + 36 \cdot 0,43}{318} = 0,16 \text{ м}.$$

5.2. Эркер

По проектным данным для эркера с пролетом 5,6 м радиус кривизны внутренней поверхности составляет $R_{\text{кр}}^{\text{вн}} = 4,92 \text{ м}$, по наружной поверхности стены $R_{\text{кр}}^{\text{н}} = 4,92 + 0,12 + 0,3 + 0,02 = 5,36 \text{ м}$ и коэффициент, учитывающий кривизну (соотношение между длиной дуги и хорды) $K_{\text{кр}} = 1,11$ (по данным справочника по математике).

Удельная нагрузка от веса глухих частей стен составит

$$q_n^{\text{рп}} = K_{\text{кр}} q_n^{\text{рп}} = 1,11 \cdot 318 = 353 \text{ кг/м}^2.$$

Расчетную длину дуги наружной поверхности эркера (в ее горизонтальном сечении) принимаем как для сектора с углом $\alpha = 60^\circ$

$$\ell_r^{\text{рп}} = \frac{2\pi R_{\text{кр}}^{\text{н}} \alpha}{360} = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 5,36 \cdot 60^\circ}{360} = 5,61 \text{ м}.$$

Общая площадь криволинейной наружной поверхности эркера составляет

$$A_{\text{эрп}} = \ell_r^{\text{рп}} h_n = 5,61 \cdot 2,71 = 15,2 \text{ м}^2.$$

Длина дуги для оконного проема эркера (угол сектора 40°) равна

$$\ell_r^{\text{ок}} = 5,61 \frac{40^\circ}{60^\circ} = 3,74 \text{ м.}$$

Площадь оконной поверхности эркера при высоте окна $h_{\text{ок}}=1,8$ м составит

$$A_{\text{эп}}^{\text{ок}} = \ell_r^{\text{ок}} h_{\text{ок}}^{\text{эп}} = 3,74 \cdot 1,8 = 6,73 \text{ м}^2.$$

Площадь наружной поверхности глухой части эркера равна

$$A_{\text{н}}^{\text{эп}} = A_{\text{эп}} - A_{\text{эп}}^{\text{ок}} = 15,2 - 6,73 = 8,47 \text{ м}^2.$$

Пренебрегая весом оконного блока, подсчитываем вес эркера

$$G_{\text{эп}} = q_{\text{н}}^{\text{эп}} A_{\text{н}}^{\text{эп}} = 353 \cdot 8,43 = 2990 \text{ кгс.}$$

Удерживающие моменты в эркере от его веса равны:

– при положительном давлении ветра

$$M_{\text{уд}(+)}^{\text{эп}} = G_{\text{эп}}(\delta_c - y_c) = 2990 \cdot (0,44 - 0,16) = 837,2 \text{ кгс}\cdot\text{м},$$

где $\delta_c=0,44$ м – толщина наружной стены;

– при отрицательном давлении ветра

$$M_{\text{уд}(-)}^{\text{эп}} = G_{\text{эп}} y_c = 2990 \cdot 0,16 = 478,4 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

5.3. Прямолинейный участок

Площадь поверхности рассматриваемого прямолинейного участка наружной стены равна

$$A_{\text{пр}} = \ell_r^{\text{пр}} h_{\text{н}} = 3,2 \cdot 2,71 = 8,67 \text{ м}^2.$$

Площадь окна этого участка

$$A_{\text{пр}}^{\text{ок}} = \ell_{\text{ок}}^{\text{пр}} h_{\text{ок}}^{\text{пр}} = 2,11 \cdot 1,51 = 3,17 \text{ м}^2.$$

Площадь наружной поверхности глухой части прямолинейного участка составляет

$$A_{\text{н}}^{\text{пр}} = 8,67 - 3,17 = 5,5 \text{ м}^2.$$

Расчетный вес глухих частей участка равен

$$G_{\text{пр}} = q_{\text{н}}^{\text{пр}} A_{\text{н}}^{\text{пр}} = 318 \cdot 5,5 = 1749 \text{ кгс.}$$

Удерживающие моменты в рассматриваемом прямолинейном участке равны:

– при положительном давлении ветра

$$M_{\text{уд}(+)}^{\text{пр}} = G_{\text{пр}}(\delta_c - y_c) = 1749 \cdot 0,28 = 489,72 \text{ кгс}\cdot\text{м};$$

– при отрицательном давлении ветра

$$M_{\text{уд}(-)}^{\text{пр}} = G_{\text{пр}} y_c = 1749 \cdot 0,16 = 279,8 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

6. Устойчивость наружных стен

6.1. Эркер

6.1.1. Положительное ветровое давление наружная стена в эркере воспринимает силами трения на нижней горизонтальной поверхности перекрытия, анкерами, закрепляющими оконные блоки под верхним перекрытием, отпором железобетонных наружных стен, а также анкерами в них, работающими на срез.

При этом опрокидывающий момент от ветровой нагрузки над перекрытием эркера уменьшается на величину удерживающего момента от веса стены.

Сопротивление сдвигу эркера относительно нижнего перекрытия определяется силами трения. Принимая коэффициент трения $K_{\text{тр}}=0,6$, получим удерживающее усилие

$$Q_{\text{уд}}^{\text{эп}} = \gamma_t G_{\text{эп}} K_{\text{тр}} = 0,9 \cdot 2990 \cdot 0,6 = 1614,6 \text{ кгс.}$$

Сдвигающие усилия от ветровой нагрузки составят:

- при положительном напоре

$$N_{(+)}^{zp} = w \gamma_n \gamma_f \ell_{zp} h_n = 50,06 \cdot 1,4 \cdot 0,9 \cdot 5,6 \cdot 2,71 = 957,2 \text{ кгс};$$

- при отрицательном напоре

$$N_{(-)}^{zp} = 957,2 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 717,9 \text{ кгс}.$$

Таким образом, устойчивость эркера на сдвиг обеспечивается одним нижним швом, т.к.

$$Q_{уд}^{zp} = 1614,6 > N_{(+)}^{zp} = 957,2 > N_{(-)}^{zp} = 717,9 \text{ кгс}.$$

6.1.2. При сопоставлении расчетных (от ветровой нагрузки) и удерживающих моментов (от веса стены) в эркере видно, что:

- при положительном ветровом давлении

$$M_{в(+)}^i = 662,5 < M_{уд(+)}^{zp} = 837,2 \text{ кгс}\cdot\text{м};$$

- при отрицательном ветровом давлении

$$M_{в(-)}^i = 496,9 > M_{уд(-)}^{zp} = 478,4 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Таким образом, раскрепление эркера необходимо для восприятия отрицательного ветрового давления и расчетный момент должен составлять

$$M_{р(-)}^{zp} = M_{в(-)}^i - M_{уд(-)}^{zp} = 496,9 - 478,4 = 18,5 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Тем не менее, в приведенных ниже расчетах прочности стены и при подборе крепежных элементов, влияние удерживающего момента на учитывалось, что обеспечивало существенный запас по устойчивости стены из полистиролбетонных элементов.

6.1.3. Грузовая площадь в простенке эркера равна

$$A_{пр}^{zp} = 2,71 \cdot 1,0 = 2,71 \text{ м}^2.$$

Равнодействующие усилия от ветровой нагрузки на этот участок составят:

- при положительном напоре

$$N_{эр(+)}^n = w \gamma_n \gamma_f A_{пр}^{zp} = 50,06 \cdot 1,4 \cdot 0,9 \cdot 2,71 = 170,9 \text{ кгс};$$

- при отрицательном напоре

$$N_{эр(-)}^n = N_{эр(+)}^n \frac{c_{(-)}}{c_{(+)}} = 170,9 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 128,2 \text{ кгс}.$$

Соответственно максимальные действующие моменты от ветровой нагрузки составят:

- при положительном напоре ветра

$$M_{эр(+)}^n = N_{эр(+)}^n \frac{h_n}{2} = \frac{170,9 \cdot 2,71}{2} = 231,6 \text{ кгс}\cdot\text{м};$$

- при отрицательном напоре ветра

$$M_{эр(-)}^n = M_{эр(+)}^n \frac{c_{(-)}}{c_{(+)}} = 231,6 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 173,7 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Вес простенка равен

$$G_{эр}^n = q_n^{zp} \ell_{эр}^{np} = 353 \frac{5,61 - 3,74}{2} = 330 \text{ кг}.$$

Удерживающие моменты в простенке составят:

- при положительном напоре ветра

$$M_{уд(+)}^n = G_{эр}^n (\delta_c - y_c) = 330 \cdot 0,28 = 92,4 \text{ кгс}\cdot\text{м};$$

- при отрицательном напоре ветра

$$M_{\text{ул}(-)}^n = G_{\text{эр}}^n \cdot y_c = 330 \cdot 0,16 = 52,8 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Таким образом, расчетный момент для крепежных элементов в простенке эркера под перекрытием составит:

- при положительном давлении ветра

$$M_{\text{р}(+)}^{\text{нр}} = M_{\text{эр}(+)}^n - M_{\text{ул}(+)}^n = 231,6 - 92,4 = 139,2 \text{ кгс}\cdot\text{м};$$

- при отрицательном давлении ветра

$$M_{\text{р}(-)}^{\text{нр}} = M_{\text{эр}(-)}^n - M_{\text{ул}(-)}^n = 173,7 - 52,8 = 120,9 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

6.1.4. При положительном давлении ветра на эркер максимальное усилие отпора одной железобетонной стеной может составить

$$Q_{(+)}^c = \frac{N_{(+)}^{\text{эр}}}{2} = \frac{957,2}{2} = 478,6 \text{ кгс}.$$

При этом крепежные элементы должны воспринимать сдвигающее усилие, равное

$$Q_{\text{к}(+)}^{\text{сд}} = Q_{(+)}^c \cdot \text{tg}60^\circ = 478,6 \cdot 1,732 = 829,0 \text{ кгс}.$$

При отрицательном давлении ветра на эркер максимальное осевое усилие вырва, которые должны воспринимать крепежные элементы в железобетонной стене, составит

$$Q_{(-)}^c = \frac{N_{(-)}^{\text{эр}}}{2} = \frac{717,9}{2} = 358,95 \text{ кгс}.$$

При этом сдвигающее усилие будет равно

$$Q_{\text{к}(-)}^{\text{сд}} = Q_{(-)}^c \cdot \text{tg}60^\circ = 358,95 \cdot 1,732 = 621,7 \text{ кгс}.$$

Таким образом, при подборе крепежных элементов для полистиролбетона в эркере должны учитываться максимальный изгибающий момент под перекрытием и сдвигающие усилия в плоскости примыкания к железобетонной стене (при положительном давлении ветра), а также усилия вырва из нее и осевое растяжение крепежных элементов при отрицательном давлении ветра.

6.2. Прямолинейный участок

Ветровое давление в прямолинейном участке стены воспринимается силами трения на нижней горизонтальной поверхности и анкерами, крепящими полистиролбетонные элементы к несущим железобетонным стенам и верхнему перекрытию.

Удерживающее сопротивление сдвигу стены относительно нижнего перекрытия равно

$$Q_{\text{ул}}^{\text{нр}} = \gamma_f G_{\text{нр}} K_{\text{тр}} = 0,9 \cdot 1749 \cdot 0,6 = 944,5 \text{ кгс}.$$

Сдвигающие усилия от ветровой нагрузки составят:

- при положительном напоре

$$N_{(+)}^{\text{нр}} = w \gamma_n \gamma_f A_{\text{нр}} = 50,06 \cdot 1,4 \cdot 0,9 \cdot 8,67 = 546,9 \text{ кгс};$$

- при отрицательном напоре

$$N_{(-)}^{\text{нр}} = N_{(+)}^{\text{нр}} \frac{c_{(-)}}{c_{(+)}} = 546,9 \cdot \frac{0,6}{0,9} = 410,1 \text{ кгс}.$$

Таким образом, устойчивость стены на сдвиг обеспечивается одним нижним швом, т.к.

$$Q_{\text{ул}}^{\text{нр}} = 944,5 > N_{(+)}^{\text{нр}} = 546,9 > N_{(-)}^{\text{нр}} = 410,1 \text{ кгс}.$$

Максимальные действующие моменты от ветровой нагрузки под перекрытием равны:

- при положительном напоре ветра

$$M_{(+)}^{np} = N_{(+)}^{np} \frac{h_n}{2} = \frac{546,9 \cdot 2,71}{2} = 741,0 \text{ кгс}\cdot\text{м};$$

- при отрицательном давлении ветра

$$M_{(-)}^{np} = N_{(-)}^{np} \frac{h_n}{2} = \frac{410,1 \cdot 2,71}{2} = 555,7 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Расчетные моменты для определения усилий, действующие на крепежные элементы под перекрытием, с учетом удерживающих моментов составляет:

- при положительном давлении ветра

$$M_{p(+)}^{np} = M_{(+)}^{np} - M_{уд(+)}^{np} = 741,0 - 489,7 = 251,3 \text{ кгс}\cdot\text{м};$$

- при отрицательном давлении ветра

$$M_{p(-)}^{np} = M_{(-)}^{np} - M_{уд(-)}^{np} = 555,7 - 279,8 = 275,9 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Максимальные моменты от ветровой нагрузки для расчета креплений полистиролбетона к несущим железобетонным стенам составит при положительном ветровом напоре

$$M_p^{np} = \frac{N_{(+)}^{np} \ell_{np}}{2} = \frac{546,9 \cdot 3,2}{2} = 875,0 \text{ кгс}\cdot\text{м}.$$

Таким образом, при подборе крепежных элементов для полистиролбетона в рассматриваемом прямолинейном участке стены должны учитываться изгибающие моменты при положительном ветровом давлении. При этом крепежные элементы под перекрытием работают на изгиб с защемлением, а в плоскости крепления к железобетонным стенам – на осевое растяжение и вырыв из бетона.

7. Прочность наружных стен

Прочность наружной стены из полистиролбетонных блоков проверяем для самого широкого простенка в эркере ($b=100$ см) без учета кирпичной облицовки при положительном давлении ветра из условия (6.7) "Рекомендаций по проектированию...". По ширине простенка 100см при шаге проволок 10мм располагается 100 проволок $\varnothing 1$ мм, т.е.

$$A_s = 100 \frac{\pi \cdot 0,1^2}{4} = 0,785 \text{ см}^2.$$

Принимая $h_n=29,5$ см, $h_w=2$ см, $R_s=2500$ кгс/см², из табл.3.6 "Рекомендаций по проектированию..." $R_b=2,5$ кгс/см², получаем $\bar{R}_b = 2,5 \cdot 0,7 = 1,75$ кгс/см², тогда

$$\begin{aligned} R_s A_s \left(h_n + h_w / 2 - \frac{R_s A_s}{2 R_b b} \right) &= 2500 \cdot 0,785 \left(29,5 + 1,0 - \frac{2500 \cdot 0,785}{2 \cdot 1,75 \cdot 100} \right) = 48866 \text{ кгс}\cdot\text{см} = \\ &= 488,66 \text{ кгс}\cdot\text{м} > M_{b(+)} = 165,6 \text{ кгс}\cdot\text{м}, \end{aligned}$$

т.е. прочность простенка при положительном давлении ветра обеспечена.

Проверим прочность облицовки путем исключения сверхдопустимых растягивающих напряжений в неперевязанных (горизонтальных) швах кирпичной кладки, что обеспечивается выполнением неравенства $\sigma_w \leq 0,85 R_{tb}$, где σ_w – нормальные растягивающие напряжения в кладке.

Кирпичная облицовка связана с полистиролбетонными блоками только гибкими связями (без приклейки к ним), поэтому момент от положительной ветровой нагрузки, передаваемый на облицовку, равен

$$M \frac{V_{к.о}}{V_{к.о} + V_{ст}},$$

где $V_{к.о}$ - изгибная жесткость кирпичной облицовки;

$V_{ст}$ - изгибная жесткость стены с приведенным сечением, включающим полистиролбетонную часть стены и армированную штукатурку.

Жесткость полистиролбетонной части оштукатуренной стены равна

$V_{ст} = \bar{E}_b J_{ред} = 2800 \cdot 664815 = 186,15 \cdot 10^7 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2$ (определение величины $J_{ред}$ и \bar{E}_b приведено ниже).

Жесткость кирпичной облицовки равна

$$V_{к.о} = \alpha R b h_{обл}^3 / 12 = 1000 \cdot 11 \cdot 60 \cdot 12^3 / 12 = 15,83 \cdot 10^7 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2,$$

где α - по табл.15 СНиП II-22-81 ($\alpha=1000$);

R - по табл.2 СНиП II-22-81 ($R=11 \text{ кгс/см}^2$).

$$M_{к.о} = M_{b(+)} \frac{V_{к.о}}{V_{к.о} + V_{ст}} = 165,6 \frac{15,83}{15,83 + 186,15} = 13,98 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Предельный момент, воспринимаемый кирпичной облицовкой, равен

$$M_{к.о}^{пред} = 0,85 R_{об} b h_{обл}^2 / 6 = 0,85 \cdot 1,2 \cdot 100 \cdot 12^2 / 6 = 24,48 \text{ кгс} \cdot \text{м} > 13,98 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

где при растворе марки 50 $R_{об} = 1,2 \text{ кг/см}^2$ (табл.10 СНиП II-22-81).

Следовательно, прочность кирпичной облицовки обеспечена.

Для проверки прочности при отрицательном давлении ветра определяем геометрические характеристики приведенного сечения простенка, включающего полистиролбетонную часть стены и армированный штукатурный слой.

Из табл.6.1 "Рекомендаций по проектированию..." при марке раствора 50 находим его модуль упругости $E_{шт} = 66300 \text{ кгс/см}^2$. Из табл.3.7 "Рекомендаций по проектированию..." при D250 и B0,35 находим $E_b = 3500 \text{ кгс/см}^2$. Тогда $\bar{E}_b = 3500 \cdot 0,8 = 2800 \text{ кгс/см}^2$, площадь $A_{ред} = 100 \cdot 29,5 + 100 \cdot 2 \cdot 66300 / 2800 = 2950 + 4735 = 7685 \text{ см}^2$; расстояние от центра тяжести до растянутой грани $y_{ред} = (2950 \cdot 14,75 + 4735 \cdot 30,5) / 7685 = 24,45 \text{ см}$; момент инерции $I_{ред} = \frac{100 \cdot 29,5^3}{12} + 2950(24,45 - 14,75)^2 + 4735(30,5 - 24,45)^2 = 664815 \text{ см}^4$; момент сопротивления $W_{ред} = I_{ред} / y_{ред} = 664815 / 24,45 = 27191 \text{ см}^3$.

Из табл.3.6 "Рекомендации по проектированию..." при B0,35 находим $R_{бтф} = 1,4 \text{ кгс/см}^2$. Тогда $\bar{R}_{бтф} = 1,4 \cdot 0,85 = 1,19 \text{ кгс/см}^2$,

$$\bar{R}_{бтф} W_{ред} = 1,19 \cdot 27191 = 32357 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 323,6 \text{ кгс} \cdot \text{м} > M_{b(-)} = 124,2 \text{ кгс} \cdot \text{м},$$

т.е. прочность простенка обеспечена без учета кирпичной облицовки при любом направлении ветра. На других участках стены прочность простенков заведомо обеспечена, поскольку на них при тех же размерах действует меньшая ветровая нагрузка.

8. Выбор крепежных элементов, расчет их количества и расположения

8.1. Крепление под перекрытием

В качестве элементов для крепления полистиролбетонных стен под перекрытием предлагается применять штыри в виде стальных пластин толщиной $t=5 \text{ мм}$ и шириной $b=50 \text{ мм}$ с одним заостренным концом, вбиваемые в полистиролбетон на глубину 200 мм.

Предельное усилие на один крепежный элемент определяется по формуле (6.29) "Рекомендаций по проектированию..."

$$N < \frac{R_b b_n \ell}{1/\alpha_v + \ell_3 \varphi / (\alpha_m \cdot \ell)}, \quad (1)$$

где R_b – расчетное сопротивление сжатию (смятию) полистиролбетона, принимаемое в соответствии с ГОСТ Р 51263-99 равным для плотности D250 $R_b=2,5$ кгс/см² и для плотности D300 $R_b=3,5$ кгс/см²;

b_n и ℓ – ширина и глубина заделки штырей в полистиролбетон ($b_n=5$ см для пластин, а $\ell=20$ см);

α_v и α_m – коэффициенты, принимаемые по графикам на рис.6.7 "Рекомендаций по проектированию..."

Для определения α_v и α_m необходимо найти λ – упругую характеристику крепежного элемента, рассматриваемого как балка на упругом основании

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{K}},$$

где EJ – жесткость элемента крепления, определяемая для крепежной пластины по формуле $EJ = 2,1 \cdot 10^6 bt^3/12$;

$K=E_b b/300$ - отпорность полистиролбетонного основания штыря,

где E_b – модуль упругости полистиролбетона, принимаемой по ГОСТ Р 51263-99 для полистиролбетона плотностью D250 равным $E_{250}=3500$ кгс/см² и для плотности D300 – $E_{300}=5000$ кгс/см².

Тогда его жесткость равна

$$EJ = 2,1 \cdot 10^6 \frac{5 \cdot 0,5^3}{12} = 109375 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2,$$

а момент сопротивления равен $W = 5 \cdot 0,5^2 / 6 = 0,208 \text{ см}^3$.

Отпорность основания из полистиролбетона плотностью D250 равна

$$k_{250} = \frac{E_b b_n}{300} = \frac{3500 \cdot 5}{300} = 58,3 \text{ кгс/см}^2,$$

а из полистиролбетона плотностью D300 (B0,5)

$$k_{300} = \frac{5000 \cdot 5}{300} = 83,3 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\lambda_{250} = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_{250}}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 109375}{58,3}} = 9,3 \text{ см}; \quad \frac{\ell}{\lambda_{250}} = \frac{20}{9,3} = 2,15;$$

$$\lambda_{300} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 109375}{83,3}} = 8,51 \text{ см}; \quad \frac{\ell}{\lambda_{300}} = \frac{20}{8,51} = 2,35.$$

Согласно табл.3.6 "Рекомендаций по проектированию..." для полистиролбетона класса B0,35 $R_b=2,5$ кгс/см², класса B0,5 $R_b=3,5$ кгс/см².

Зазор между плитой перекрытия и расположенным ниже полистиролбетонным блоком равен $\ell_3=20$ мм.

Из рис.6.7 "Рекомендаций по проектированию..." при $\ell/\lambda_{250}=2,15$ коэффициенты α_v и α_m равны: $\alpha_v=0,177$, $\alpha_m=0,107$; при $\ell/\lambda_{300}=2,35$ – $\alpha_v=0,17$, $\alpha_m=0,102$.

Из условия (1), исходя из прочности полистиролбетона на смятие (при $\varphi=0,5$), определяем предельное усилие на одно крепление

$$N_{пр.250} = \frac{R_b b_n \ell}{1/\alpha_v + \ell_3 \varphi / (\alpha_m \cdot \ell)} = \frac{2,5 \cdot 5 \cdot 20}{1/0,177 + 2,0 \cdot 0,5 / (0,107 \cdot 20)} = 40,85 \text{ кгс};$$

$$N_{\text{пр.300}} = \frac{3,5 \cdot 5 \cdot 20}{1/0,17 + 2,0 \cdot 0,5 / (0,102 \cdot 20)} = 54,95 \text{ кгс.}$$

По формуле (6.30) "Рекомендаций по проектированию..." проверим прочность на изгиб элемента крепления (плоского штыря). Расчетное сопротивление стали изгибу по пределу текучести принимаем $R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2$ (СНиП II-23-81*).

$$N_{\text{пр.250}} \cdot (\ell_3 + 0,5\lambda_{250}) \cdot \varphi = 40,85 \cdot (2,0 + 0,5 \cdot 9,3) \cdot 0,5 = 135,8 \text{ кгс} \cdot \text{см} < R_y \cdot W = \\ = 2300 \cdot 0,208 = 478,4 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$N_{\text{пр.300}} \cdot (\ell_3 + 0,5\lambda_{300}) \cdot \varphi = 54,95 \cdot (2,0 + 0,5 \cdot 8,51) \cdot 0,5 = 172 \text{ кгс} \cdot \text{см} < 478,4 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Количество крепежных элементов, закрепляющих полистиролбетонные блоки плотностью D250 к перекрытию *под эркером*, определяем с учетом наибольшей расчетной силы от положительного давления ветра, которая составит

$$N_{r(+)}^{\text{пр}} = \frac{q_r^{\text{пр}} \cdot b}{2} = \frac{66,58 \cdot 1,0}{2} = 33,3 \text{ кгс.}$$

Учитывая, что $N_{\text{пр.250}} = 40,85 > N_{r(+)}^{\text{пр}} = 33,3$, достаточно закрепить в эркере каждый простенок из полистиролбетонных блоков одной пластиной, забиваемой в середине простенка, согласно техническому решению, показанному на рис.1.

На прямолинейном участке с пролетом между внутренними несущими стенами $\ell_{r(\text{пр})} = 3,2 \text{ м}$ предлагается установить по две спаренные полистиролбетонные перемычки длиной 2,4 м плотностью D300, одна из которых (прилегающая к кирпичной облицовке) должна крепиться к перекрытию согласно техническому решению, показанному на рис.2.

Специального крепления пластинами полистиролбетонных простенков под перекрытием на рассматриваемом прямолинейном участке наружной стены делать не следует, т.к. эти простенки примыкают непосредственно с торцам несущих стен, крепление к которым рассматривается ниже.

Наибольшая расчетная сила от положительного давления ветра на прямолинейном участке составит

$$N_{r(+)}^{\text{пр}} = \frac{q_r^{\text{пр}} \cdot \ell_{r(\text{эф})}}{2} = \frac{213,05 \cdot 3,2}{2} = 340,9 \text{ кгс.}$$

Количество крепежных элементов определяем из выражения

$$n_{\text{пр}} \geq \frac{N_{r(+)}^{\text{пр}}}{N_{\text{пр.300}}} = \frac{340,9}{54,95} = 6,2.$$

Учитывая, что перемычка в опорных частях связана армированным раствором швом с полистиролбетонным простенком и должна приклеиваться к облицовочной кирпичной кладке, принимаем $n_{\text{пр}} = 6$.

Расстояние между пластинами ℓ_k принимаем, исходя из того, что крайние штыри забиваем в опорную часть на расстоянии 50 мм от откоса и поэтому расчетный пролет составит $\ell = 2,1 + 2 \cdot 0,05 = 2,2 \text{ м}$, где 2,1 – ширина пролета окна.

$$\ell_k = \frac{\ell}{n-1} = \frac{2,2}{6-1} = 0,44 \text{ м.}$$

При забивке средних крепежных элементов сверху в полистиролбетонные перемычки необходимо в обязательном порядке использовать вертикальные стальные штанги, имеющие на концах деревянные опорные доски толщиной 30-40 мм площадью не менее 150x300 мм, подпирающие снизу перемычки под местом забивки.

Тристрелка горизонтальной фиксирующей пластины к низу перекрытия производится до установки 2-й (внутренней) полистиролбетонной перемычки.

8.2. Крепление полистиролбетонных простенков к железобетонным стенам

Крепление полистиролбетонных простенков к железобетонным несущим стенам производится пристрелкой стальных дюбелей $\varnothing 5$ мм $l=50\div 80$ мм через стальные пластины (200 \div 250x50x4 мм), зажимающими отогнутую кладочную сетку, согласно техническому решению, показанному на рис.3.

Площадь поперечного сечения стального дюбеля равна

$$A_d = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,5^2}{4} = 0,196 \text{ см}^2.$$

Согласно СНиП II-23-81* расчетное сопротивление стального дюбеля на растяжение с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{cs}=0,8$

$$R_p = 2400 \cdot 0,8 = 1920 \text{ кгс/см}^2.$$

При работе дюбелей на срез расчетное сопротивление $R_s = 1330 \text{ кгс/см}^2$.

Как указано в разделе 6.1, максимальное сдвигающее усилие при креплении к одной железобетонной стене составляет $Q_{к(+)}^{сд} = 829,0 \text{ кгс}$.

Тогда количество дюбелей воспринимающих это усилие, должно составлять

$$n_d^{сд} > \frac{Q_{к(+)}^{сд}}{R_s A_d} = \frac{829}{1330 \cdot 0,196} = 3,2$$

Таким образом, для крепления каждого полистиролбетонного простенка в эркере необходимо не менее 4-х дюбелей, т.е. закрепить только в 2-х горизонтальных швах кладки из полистиролбетонных блоков.

Предлагается принять с запасом закрепление дюбелями в 3-х горизонтальных швах, т.е. использовать по 6 дюбелей для каждого примыкания полистиролбетонных простенков к железобетонным стенам.

При этом крепежные элементы предлагается располагать по высоте через один горизонтальный кладочный шов, начиная с верхнего.

Расчетные сопротивления стальных дюбелей на осевое растяжение заметно выше, чем на сдвиг. При этом усилия от ветровых нагрузок при работе дюбелей на осевое растяжение ниже, чем при работе на сдвиг. Поэтому прочность дюбелей на осевое растяжение будет обеспечиваться.

По данным ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко, расчетное усилие вырыва стальных дюбелей $\varnothing 5$ мм из железобетона составляет не менее 120 кг. Шесть дюбелей могут воспринимать усилие $\sum Q_d = 6 \cdot 120 = 720 \text{ кгс} > Q_{(-)}^c = 358,95 \text{ кгс}$.

На рассматриваемом прямолинейном участке наружной стены ветровые нагрузки существенно ниже, поэтому для крепления одного простенка может быть пристрелено 4-6 дюбелей.

Зам.генерального директора
ВНИИжелезобетона

Гл. конструктор



В.И.Мелихов

Л.Л.Лемыш

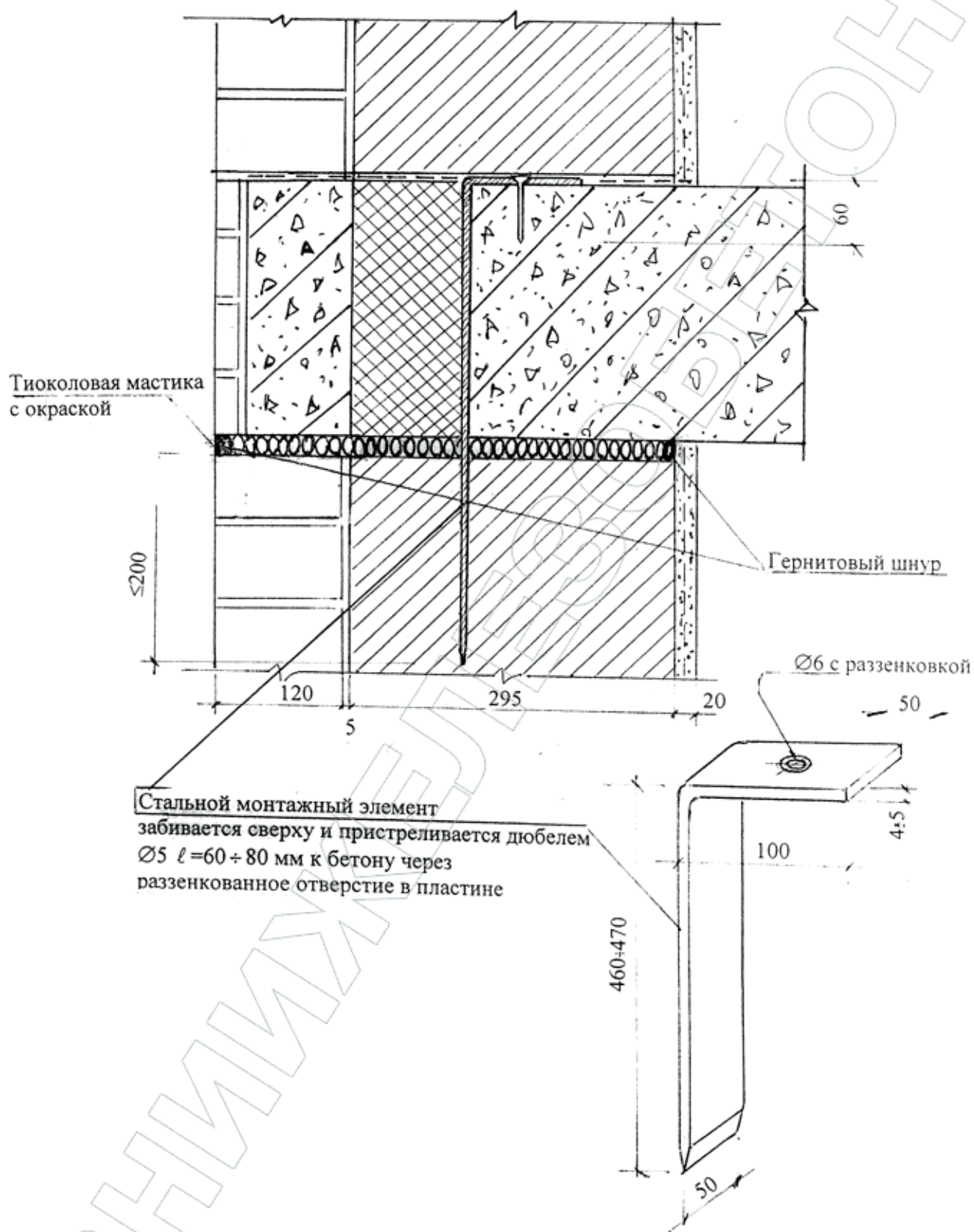


Рис. 1. Крепление кладки из полистиролбетонных блоков к железобетонному перекрытию в эркере (вертикальный разрез по простенку)

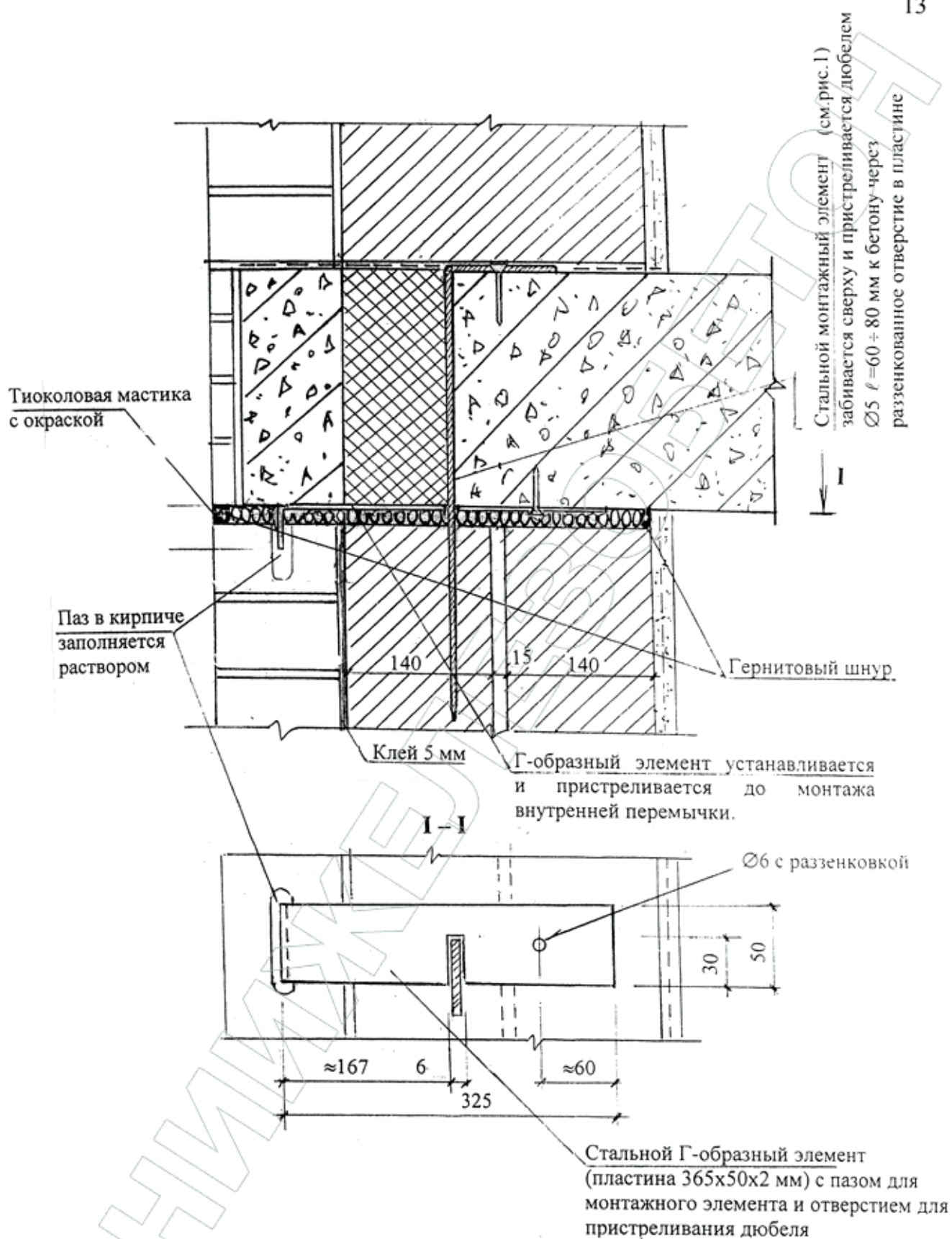


Рис. 2. Крепление перемычек к железобетонному перекрытию на прямолинейном участке стены

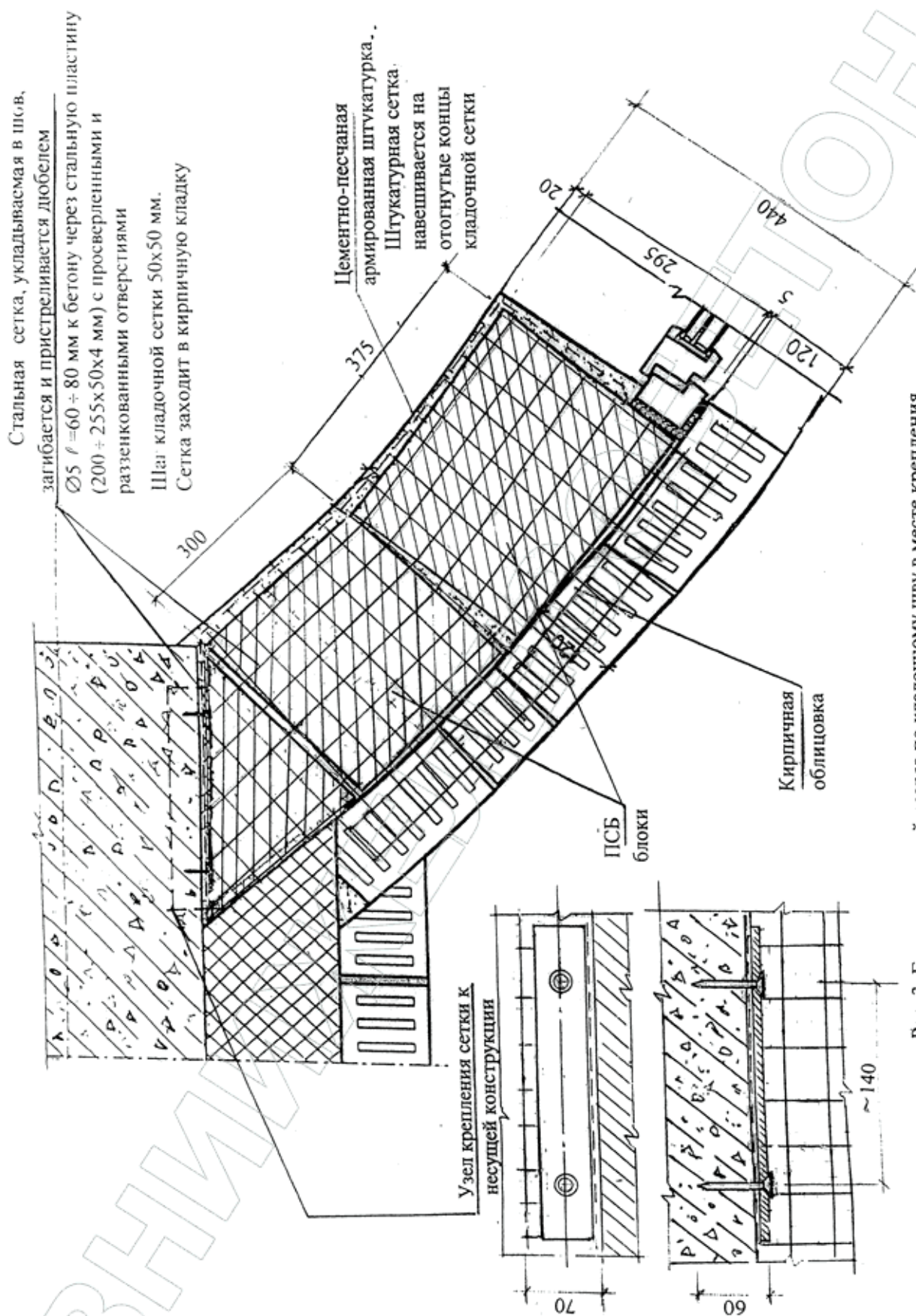


Рис. 3. Горизонтальный разрез по кладочному шву в месте крепления кладочных сеток к железобетонной конструкции в эркере

ВНМ