

УДК 69.009

Ишмуратов В. В.

Каримов В. Э.

Эпп А. Я.

Не сдует ли ветер стены с высоток?

Статья посвящена вопросам прочности многослойных стен современных многоэтажных каркасных домов, выполняемых из мелких ячеистобетонных или полистиролбетонных блоков, а также полноты нормативных документов, по которым рассчитываются ветровые нагрузки на проектируемые высотные здания Свердловской области. Авторы дают предложения для предотвращения возможного ущерба и обеспечения требуемой надежности навесных стен проектируемых зданий.



Ключевые слова: каркасные системы, ветровая нагрузка, узлы крепления навесных стен, прочность стены, колебания каркаса зданий, обеспечение надежности навесных стен проектируемых зданий.

ISHMURATOV V. V.

KARIMOV V. E.

EPP A. Y.

NOT BLOW AWAY THE WIND WALL WITH HIGH-RISES?

**Ишмуратов
Вячеслав Викторович**

ст. инженер
УралНИИпроект РААСН
E-mail: slava@uniip.ru

The article deals with the strength of multilayer walls of modern multi-story frame houses. We are talking about homes that are made of fine porous or polystyrene blocks. Also considered normative documents, which are calculated on the basis of wind loads on engineered high-rise buildings of the Sverdlovsk region. The authors make recommendations to prevent possible damage and to ensure the required reliability of the curtain walls of buildings designed.



**Каримов
Вадим Эдгамович**

мл. научный сотрудник
УралНИИпроект РААСН
E-mail: slava@uniip.ru

Keywords: skeletal system, wind load, mountings curtain walls, the strength of the wall vibrations of the building framework, ensuring the reliability of the curtain walls of buildings designed.

Главное из них слово – стена. Веками ответственные здания строились с каменными стенами: вначале из природных, затем из искусственных камней – керамического кирпича и бетонных блоков. С понятием стены у обывателя связаны представления о высокой прочности и надежности, закрепившиеся поговорками «стену лбом не прошибешь», «стоять как стена», «как за каменной стеной».

Надежность и устойчивость стен являлась прямым следствием их массивности. Каждый метр стены высотой на этаж весил несколько тонн. Опрокинуть или повредить такие стены не мог даже ураганный ветер.

Однако стремление не тратить на толстые стены дорогую площадь застройки и требования энергосбережения привели к значительному облегчению наружных стен и применению в них малопрочных теплоизолирующих материалов. При строительстве многоэтажных зданий стали использовать каркасные системы. Все вертикальные и ветровые нагрузки на здание в целом воспринимает несущий каркас, а облегченные стены работают только на местную ветровую нагрузку – на изгиб из их плоскости. Такие стены получили название навесных и возводятся поэтажно на контуре плит перекрытий. В период

бурной застройки деловых центров американских городов высотными зданиями (небоскребами) подобные стены называли в буквальном переводе «стены-занавески», что удачно подчеркивает зависимость их устойчивости от конструкций узлов соединения с несущим каркасом.

В последние десятилетия и на стройках в России конструкции наружных стен претерпели коренные изменения. На смену однослойным кирпичным с привычной толщиной от 510 мм пришли многослойные стены с общей толщиной зачастую менее 400 мм с шириной опирания на перекрытия 250–300 мм. Слой, воспринимающий все нагрузки, как правило, выкладывается из мелких ячеистобетонных или полистиролбетонных блоков, армируется кладочными сетками и скрепляется в отдельных точках контура каждой секции стены с конструкциями несущего каркаса. Момент сопротивления сечений стен снизится в 4–6 раз при одновременном уменьшении расчетных сопротивлений кладки на растяжение при изгибе в 2–3 раза. Следовательно, допускаемая распределенная нагрузка на стену снизилась в 10–15 раз.

Участки стен, как правило, с большими проемами для окон, работают на ветровой напор (отсос) как изгибаемые пластины, шарнирно опертые по нижнему краю с точечными опора-

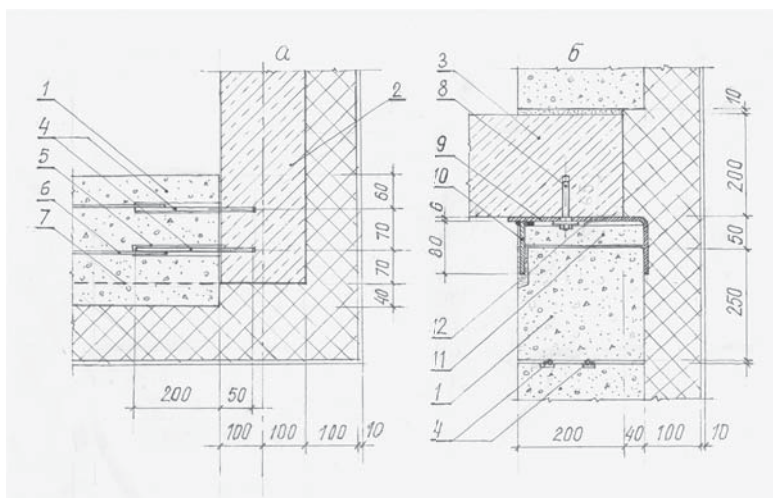


Рисунок 1. Узлы крепления навесных стен из газобетонных блоков к каркасу (из проекта ЗАО «Екатеринбургпроект»)

- а – к несущим стенам, шаг 500 мм;
 б – к перекрытиям, шаг 600 мм;
 1 – стена из газобетонных блоков;
 2 – несущая стена дома, железобетон;
 3 – перекрытие;
 4 – шпилька Ø8 АIII, 250 мм;
 5 – штрабы под шпильками заполнены раствором;
 6 – стержни, армирование Ø4 Вр1 через два ряда кладки, простроганной в пазах, приварить к шпилькам, поз. 4;
 7 – край плиты перекрытия;
 8 – анкер Hilti MST V8/10. M8/65, 2 шт.;
 9 – упорная скоба из полосы 6 x 150, масса 3 кг, шаг не более 600 мм;
 10 – накладная пластина из полосы, варить швом с катетом 6 мм;
 11 – пластины из газобетона, выпилить по месту;
 12 – набивка минеральной ваты, перекрытая мастикой на всей длине стены

ми на колонны или стены каркаса на боковых краях и свободным верхним краем. В проектах некоторых зданий, в случаях, когда оконные проемы доходят до потолков над межоконными простенками, предусмотрены дополнительные крепления верха стен к вышележащему перекрытию.

Некоторые особо «смелые» разработчики в зданиях высотой 18 этажей принимают несущий слой из ячеистобетонных блоков толщиной 200 мм, сложенный на перекрытии с напуском кладки за край несущей плиты на 20 мм (с опиранием на 180 мм), при этом не приводят в рабочих чертежах указаний об армировании кладки и не проводят расчетов таких стен на прочность. Даже на глухих участках таких стен изгибающие моменты от ветрового напора в три раза превышают прочность несущего слоя на изгиб по перевязанному сечению кладки.

Возведение тонких стен выше 8 этажа даже в безветренную погоду требует дополнительных страховочных мероприятий. Каменщик, выкладывающий верх простенка, случайно навалившись на кладку, рискует уйти вместе с ней в свободный полет. Рабочие, выполняющие на земле работы вблизи контура здания, также

рискуют получить увечья падающими фрагментами неустойчивой кладки.

Но и после набора материалом швов полной прочности, и при проектном количестве узлов крепления на контуре надежность стен может быть недостаточной. Конструкции узлов, разработанные вначале для десятиэтажных зданий и не прошедшие экспериментальной проверки в испытаниях нагружением до разрушения, используются многими проектными организациями без дополнительных расчетных проверок в зданиях высотой до 25 и более этажей. Если же добросовестный конструктор вознамерится выполнить такие проверки, то выяснится отсутствие нормативной базы для расчетов. Модули деформаций кладки, расчетные сопротивления на растяжения при изгибе и при местном смятии для кладки из ячеистобетонных, пеносиликатных или пенополистиролбетонных блоков не нормированы. Расчетчик вынужден назначить их самостоятельно в меру своих знаний и опыта.

В Екатеринбурге первые проекты зданий с навесными стенами разрабатывались в начале девяностых годов институтом «Екатеринбургпроект» для 10–12-этажных зданий со сбор-

ным крупнопанельным каркасом-системой «Бетфор». Для крепления несущего слоя стен, выложенных враспор между панелями несущих поперечных стен, применены короткие нагели из арматуры класса АIII, устанавливаемые в уровне армируемых швов кладки в просверленные в несущих панелях скважины. Передача воспринимаемого стеной ветрового напора (отсоса) обеспечивалась работой на срез нагелей, защемленных в несущей стене и в растворных швах кладки из ячеистобетонных камней (рис. 1).

Такая конструкция узлов крепления навесных стен к вертикальным элементам каркаса позже нашла применение в проектах многих зданий со сборными и монолитными каркасами высотой до 25 этажей. Десятки зданий после 1995 г. построены без закрепления стен по верху к потолочной грани перекрытий, в т. ч. при наличии двух оконных проемов. Шов между верхом стены и перекрытием представляет собой сквозную щель с высотой от 20 до 60 мм, заполненную на 2/3 ширины стены:

- пластинами требуемой толщины, выпиленными из ячеистых блоков и вдавленными в зазор над верхом стены на клеевой пасте;
- набивкой мягкой минеральной ваты, пакли или войлока, смоченного гипсовым раствором;
- монтажной полиуретановой пеной.

Относительно редко в такие швы устанавливают у наружной грани с 30 %-й деформацией шнуры гернита или вспененного полиэтилена. С внутренней грани производят перед финишной отделкой затирку швов цементным или гипсовым раствором.

При достаточно большой площади примыкания к перекрытию даже такое заполнение шва малопрочными материалами обеспечивает (на первое время) восприятие напряжений сдвига, создаваемых ветром. Так, например, сплошная затирка шва гипсовой штукатурной смесью, имеющей прочность на растяжение $R_t = 2,5 \text{ кг/см}^2$ на глубину только 3 см позволяет на каждом метре передавать $Q \approx 0,5 \times 100 \times b \times R_t = 0,5 \times 100 \times 3 \times 2,5 = 375 \text{ кгс}$.

Однако свойства легкобетонных, пенобетонных, полистиролбетонных и особенно широко применяемых в Екатеринбурге камней из автоклавного газозолобетона таковы, что они со временем претерпевают значительные (до 1×10^{-3}) относительные деформации уменьшения линейных размеров вследствие кристаллизационной, влажностной и карбонизационной

усадок. Высота стен за 3–5 лет может уменьшиться на 2,5–3 мм с образованием по верху стен и в местах их примыкания к вертикальным несущим стенам или колоннам сквозных щелей такого раскрытия. В таком состоянии стена может шататься под напором ветра много меньше нормативного, если принятая конструкция креплений окажется недостаточно жесткой. Подвижки стены относительно каркаса на 0,3 мм уже могут привести к видимым повреждениям внутренней отделки – трещинам на контуре, сколам шпатлевок и лакокрасочных покрытий.

Нормы не устанавливают величин предельных смещений стен от горизонтальных нагрузок, полагая все соединения жесткими. В то же время используемые конструкции узлов крепления достаточно податливы и как будет показано, иногда не обеспечивают даже прочность стены как изгибаемой пластины.

Что же касается жесткости нагельных узлов, то следует ожидать при действии полных ветровых нагрузок довольно больших, более 0,5 мм, перемещений сдвига, даже при отсутствии начального люфта между нагелем и стенками скважины. Поскольку глубина скважины обычно превышает 10 диаметров нагеля, а стены в смежных шагах зачастую стоят на одной линии, вместо установки в несущую стену встречных коротких нагелей в проектах зачастую предусматривают установку двух арматурных коротышей в сквозные скважины в несущей стене. При установке нагелей сквозь несущие стены с плотной посадкой путем их забивки в скважину, пробуренную с минусовым допуском, как правило, они гнутся, а на выходе у противоположной грани образуются конические выколы с кратерами глубиной более диаметра анкера. Для достижения требуемых соотношений диаметров скважины и нагеля необходимо постоянно протачивать на наждачных кругах твердосплавные буры. Поэтому на практике скважины пробуривают с диаметром стандартных буров и при установке в них нагелей остаются начальные зазоры в несколько десятых долей миллиметра.

О фактическом качестве установленных нагелей можно судить по следующему диалогу, который состоялся у одного из авторов статьи (А) с мастером (М), под руководством которого возводились навесные стены 18-этажного жилого дома со сборно-монолитным каркасом:

А. Что это у Вас рабочий скважины под нагели наклонно сверлит?

М. Это наше ноу-хау, упрощает работу, а то нагели часто вываливались из скважин, и ищи ветра в поле. Теперь скважины с уклоном вниз и они не вываливаются.

А. А как же их в горизонтальный растворный шов кладки завести?

М. Все предусмотрено! Скважина под углом 300 и нагели мы посередине перегибаем на этот угол в шаблоне. Если шов окажется при кладке ниже горизонтального участка нагеля, легко подколоть нижнюю кромку скважины и нагель ляжет плотно, а если наоборот – еще проще, выдвигаем нагель из скважины и он плотно ложится на верхнюю грань блока.

А. Но ведь у Вас в скважине посадка не жесткая, остаются люфты.

М. Подумаешь, какие-то десятки доли миллиметра, да еще раствор сверху делаем пожирее... частично затекает. Зато в шве плотно сидит. Вот Вы посмотрите, сколько зазоров останется за счет неточной установки по высоте горизонтального нагеля. Надо подрубить либо нижний, а хуже того верхний блок в кладке, а как он потом будет заполнен раствором, не видно.

О том, что при знакопеременной ветровой нагрузке изогнутый нагель будет работать не только на срез (а раствор в швах на смятие), но теперь еще и на кручение, «рационализатор», конечно, не задумывался. Пришлось убеждать прораба ставить такие нагели на эпоксидном клее.

Как правило, нагели, устанавливаемые попарно через 500 мм по высоте, выполняют из стержней диаметром 8 мм или 10 мм длиной 200–250 мм. На глубину 60–80 мм их забивают в скважины, пробуренные в несущих элементах каркаса, остальная длина попадает в растворные или клеевые швы кладки стен.

Несущая способность нагеля определяется прочностью бетона на сжатие. В плотных бетонах напряжения сжатия под стержнем могут значительно превышать кубиковую прочность, а длина зоны передачи на бетон, воспринимаемой нагелем поперечной нагрузки, составляет 3–5 диаметров. Поэтому, при минимальной глубине скважин в бетоне несущих элементов каркаса 6–8 диаметров стержня, одиночный нагель диаметром 8 мм может передать на бетон сдвигающее усилие более 500 кгс. При такой нагрузке неизбежны мелкие выколы под нагелем

на поверхности бетона, а поперечное смещение в плоскости грани бетона превысит 1 мм.

СП-52-101-2003, п. 6.2.44 [1] определяет величину допускаемых напряжений при локальном нагружении бетона сжимающей нагрузкой зависимостью

$$R_{b,loc} = 0,8 \times \left(\sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} \right) \times R_b$$

При полосовом нагружении бетона нагелем в расчете следует использовать схему 3,d по рис. 6.11 [1] для оценки соотношения вовлекаемой и локально нагруженной площадей. В таком случае подкоренное выражение равно 3, а максимальное значение

$$R_{b,loc} \leq 1,386 \times R_b \approx 1,4 R_b$$

Применимость этой формулы для малопрочных ячеистых бетонов в указанном СП не оговорена. Следует заметить, что в ранее действовавшем СНиПе 2.03.01-84 принята другая зависимость

$$R_{b,loc} = \alpha \times \left(\sqrt[3]{\frac{A_{loc,2}}{A_{loc,1}}} \right) \times R_b,$$

которая дает для бетонов классов В20–В30 близкий результат $R_{b,loc} = 1,4 R_b$. Однако этот СНиП ограничивает предельное значение $R_{b,loc}$ для ячеистых и легких бетонов величиной $1,2 \times R_{b,loc}$, и при неравномерном нагружении площадки смятия (что и характерно для нагелей) устанавливает к этой величине еще и понижающий коэффициент $\Psi = 0,5$. В результате $R_{b,loc, min} = 0,6 \times R_b$.

Прямые эксперименты по испытанию нагелей в ячеистых бетонах классов В3,5 и ниже с заземлением в плоскости торца стены авторам неизвестны. Сам характер разрушения при местном сжатии для таких бетонов принципиально отличен от разрушения при смятии плотных бетонов. Как установлено О. Я. Бергом [2] для плотных бетонов, с появлением в бетоне продольных микротрещин (по направлению сжатия) соотношение приращений поперечных и продольных деформаций $\nu = \frac{\Delta \varepsilon_{\perp}}{\Delta \varepsilon_{\parallel}}$, превышает 0,5, что соответствует увеличению объема материала в зоне разрушения. Сопrotивляясь расширению сминаемого бетона, массив за пределами участка смятия создает боковое обжатие зоны разрушения и за счет этого превышает $R_{b,loc}$ до 2,5–3 R_b раз.

В слабых ячеистых бетонах зона передачи напряжений, зависящая вначале (при малых нагрузках) от соотношения модулей деформаций стали

и бетона, может достигать 6–10 диаметров. Длину концов нагелей в швах кладки из ячеистых бетонов следует назначить 15–20 диаметров стержня.

Характер разрушения ячеистого бетона плотностью 400–700 кг/м³ совершенно иной. Объем пустот в порах материала в 3–5 раз превышает объем растворной матрицы, представляющей собой структуру пересекающихся тонкостенных (почти сферических) оболочек вокруг пор разного размера.

При появлении на границах кристаллогидратов цементного камня микротрещин, эти оболочки свободно деформируются при изломах в сторону пор и, разрушаясь, заполняют пустоты структуры без общего расширения материала в зоне смятия. Бетон за пределами пятна загрузки вообще не включается в работу, а напряжения под нагелем в зоне смятия могут оказаться даже ниже R_c . При больших деформациях, под почти постоянной нагрузкой нагель продавит в ячеистом бетоне канавку с вертикальными боковыми откосами и сформирует под собой подушку уплотненных продуктов разрушения ячеистой структуры.

На один нагель в швах на контуре навесных стен из газозолобетонных блоков с классом по прочности на сжатие В3,5, установленный в клеевой шов между рядами блоков (с прорезкой в нижнем блоке штрабы), может быть допущена статическая сдвигающая нагрузка не более:

при диаметре 8 АШ – 29 кгс;
при диаметре 10 АШ – 36 кгс.

Следует учитывать, что реальная нагрузка, создаваемая ветром, является динамической, пульсирующей с постоянно меняющимся коэффициентом асимметрии цикла и разнонаправленной по временным интервалам.

Второе ключевое слово в названии статьи – ветер.

Перемещения воздушных масс, обусловленные главным образом неравномерным нагревом поверхности земли и самой атмосферы, происходят постоянно и разнонаправленно. Как легкое дуновение ощущается ветер со скоростью до 6 м/с, при скорости 7–10 м/с ветер уже создает ощутимое противодействие при ходьбе, а порывы ветра при предгрозовых шквалах со скоростью более 12 м/с валят неподготовленного пешехода с ног. При ураганах скорость ветра может превысить 25 м/с, и такой ветер ломает деревья, сносит крыши домов, опрокидывает автомобили, а иногда разрушает и каменные стены зданий.

Силу ветра для расчета сооружений и конструкций нормируют [3]

(СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия) по величине нормального давления ω_0 кПа (кгс/м²) на единицу поверхности преграды, на условной высоте 10 м над поверхностью земли. Это давление пропорционально квадрату средней скорости ветра $W_0 = 0,61 V_0^2$ (здесь W_0 в Па, если V_0 в м/с) при десятиминутном интервале осреднения и устанавливается по данным многолетних метеорологических измерений. Для разных регионов страны и типов местности величина нормативного давления ветра может отличаться в пять раз.

В Свердловской области (второй ветровой регион по карте №3 [3]) нормативное ветровое давление $\omega_0 = 30$ кг/м² (300 Па), что соответствует скорости ветра 22,2 м/с.

На уровне земли ветровой напор примерно вдвое ниже, а на высоте 100 м – вдвое выше нормативного значения для высоты 10 м. Форма, размеры и положение поверхностей, обдуваемых ветром, при определении расчетных величин ветрового давления учитываются эмпирическими аэродинамическими коэффициентами.

Нормируемые ветровые давления назначены из условия, что их превышение возможно не чаще 1 раза за 50 лет. Однако в пределах принятого временного интервала осреднения скоростей возможны порывы ветра со значительно большими скоростями, что при переходе к расчетным значениям нагрузки перекрывается коэффициентом надежности по ветровой нагрузке $\gamma_f = 1,4$.

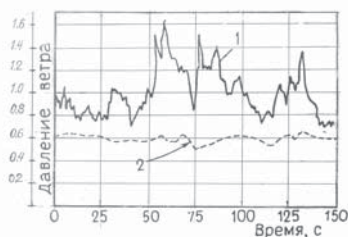


Рисунок 2. Изменение во времени давления ветра на наветренной и подветренной стенах здания
1 – наветренная стена;
2 – подветренная стена (в спутной струе)

На рис. 2 приведены результаты записи давлений при штормовом ветре в течение 150 с (взято из книги Э. Симпу, Р. Сканлан «Воздействие ветра на здания и сооружения» [4]).

Как видно, за это относительно небольшое время зафиксировано четыре порыва ветра, вызвавших давление в 1,4 раза больше среднего (в трех-пятисекундных интервалах), а один из них создал давление в 1,6 раза

больше среднего по всему интервалу записи. Казалось бы, такие короткие всплески давления не опасны для массивных каркасов зданий. Однако реальные частоты первого тона собственных колебаний большинства зданий высотой 40–60 м лежат в пределах 0,5–5 Гц, следовательно, при силовых воздействиях длительностью более 0,2 с успевают полностью реализоваться эквивалентные им усилия в расчетных сечениях конструкций. Очевидно, что для десятиминутного интервала осреднения, размах отклонений давления будет еще больше, поэтому заложенные в СНиПе 2.01-07-85* запасы нельзя считать чрезмерными.

В этой связи вызывают удивление отдельные положения СТО 36554501-015-2008 [5], подготовленного лабораторией надежности сооружений ЦНИИСК им. В. А. Курченко и группой специалистов, утвержденного ФГУП «НИЦ Строительство» (приказ №452 от 19 октября 2008 г.). Значительные территории РФ (вдоль русел рек), отнесенные в СНиПе 2.01.07-85* и предыдущих редакциях этого норматива ко II ветровому региону, в указанном СТО отнесены к I региону с понижением нормативного ветрового давления ω_0 с 30 кг/м² до 23 кг/м². Следует учитывать, что в редакции СНиП от 1976 г. этот норматив уже был снижен на 5 кг/м². Предлагаемое изменение карт районирования территории РФ снижает нормативное давление ветра в среднем в 1,5 раза при сохранении прежних коэффициентов изменения давления по высоте и аэродинамических коэффициентов. Кроме того в формуле (6.2) СТО [5], соответствующей формуле (6) СНиПе [3], появился дополнительный коэффициент 0,7, природа которого не разъяснена. Таким образом, общее снижение ветровых нагрузок на большей части территории Свердловской области становится более чем двукратным.

При значительном усилении ветров в прошедшем десятилетии в среднеевропейской полосе РФ и на Урале возможность применения нового норматива проектными организациями вызывает, по меньшей мере, тревогу.

Помимо общего (среднего) ветрового давления (W_m) СНиП [3] предписывает учитывать при проектировании пиковые значения аэродинамических коэффициентов в особых зонах поверхностей стен и покрытий, силы ветрового трения на боковых поверхностях и пульсационную ди-

намическую) составляющую нагрузки – W_p .

Именно в этой связи имеет значение **третье ключевое слово названия статьи – высота**. Этот бытовой термин может быть определен высотой здания более 40 м, когда учет W_p становится обязательным [3].

В краевых зонах стен (в пределах полос шириной 1,5 м вдоль угловых ребер) может возникнуть отрицательное давление (отсос), характеризующееся $C = -2,0$. В СТО [5] вводится необходимость учета пиковых значений $C_+ = 1,2$ и $C_- = -1,2$ на остальной поверхности стен, соответственно перпендикулярных и параллельных направлению ветра, при расчете креплений элементов ограждений к каркасу, что увеличивает расчетное усилие на узлы крепления в 1,5 раза.

Пульсации ветра (рис. 2) вызывают вынужденные колебания каркаса. Поскольку частота пульсаций и коэффициент асимметрии цикла в ветровом потоке постоянно меняются, колебания зданий реализуются в частотах основных тонов собственных гармонических колебаний их каркасов и могут вычисляться по формулам для стержней с распределенной массой.

Сложность прямого динамического расчета каркасов на стохастические ветровые нагрузки диктует принятую в [3] полуэмпирическую методику учета пульсационной составляющей ветровой нагрузки введением ряда табулированных коэффициентов – ζ , ν , ξ .

Для многоэтажных жилых и гражданских зданий с постоянной по высоте жесткостью каркаса, массой и шириной максимальное нормативное значение пульсационного давления у верха здания

$$W_p = 1,4 \times \xi \times \zeta \times \nu \times W_m = 1,4 \times k \times c \times \xi \times \zeta \times \nu \times W_0 \quad (1)$$

Подсчеты показывают, что даже в зданиях с достаточно жестким каркасом и без учета пиковых значений аэродинамических коэффициентов пульсационная составляющая зачастую удваивает полную нормативную нагрузку от ветра. Для краевых зон стен вблизи углов здания полная нормативная нагрузка может достигать $4,5 \times W_0$, а расчетная, соответственно, $6,3 \times W_0 = 189 \text{ кг/м}^2$.

Однако такой способ определения ветровых нагрузок предусмотрен в СНиПе [3] для расчета несущих элементов каркасов и вряд ли применим в расчете прочности стен и узлов их крепления. Коэффициен-

ты пространственной корреляции пульсаций давления, осредненные для всей площади стен здания на разных высотах, неприменимы для локальных участков при расчете стен. Нагрузки оказываются не зависящими от конструктивных особенностей и массы стенового ограждения. Вне поля зрения проектировщика остается Ньютонова сила, возникающая при торможении движущейся стены в момент достижения максимального прогиба каркаса. Эта сила, равная произведению массы 1 м^2 стены (m , кг/м^2) на линейное ускорение (a , м/с^2), совпадает по направлению с ветровым напором и при оценке прочности фрагментов стены и узлов их крепления должна суммироваться с расчетным ветровым напором.

По нашему мнению стену следует рассчитывать как изгибаемую прямоугольную пластину (сплошную или с проемами), закрепленную на контуре к каркасу, на нагрузку

$$p = 1,4 \times W_m \pm \frac{m}{q} a \quad (2),$$

где W_m следует определять с учетом пиковых значений аэродинамических коэффициентов.

Линейное ускорение при достижении максимального отклонения (амплитуды – A)

$$a = (2\pi \times f_1)^2 \times A \quad (3)$$

Величину горизонтальных перемещений A СНиП [3] допускает определять как статический упругий прогиб каркаса от действия полной ветровой нагрузки $p = W_m + W_p$ (пункт 6.7, в [3]).

Учет последнего члена выражения (2) снижает (в ряде случаев до нуля) коэффициент асимметрии цикла напряжений в стене. Представляется правильным введение ко всем расчетным характеристикам материала навесных стен коэффициента условий работы при многократно повторяющихся нагрузках $m_{bl} = 0,8$.

Из проведенного анализа следует, что стены многих построенных зданий могут быть недостаточно надежны. В случае реализации нормативной ветровой нагрузки весьма вероятно появление в кладке из ячеистобетонных блоков горизонтальных трещин значительного раскрытия. Особенно опасны такие трещины для стен, облицованных снаружи лицевым кирпичом. Гибкие связи, скрепляющие облицовку с несущим слоем, при раскрытии по швам кладки трещин могут терять анкерровку в растворе швов,

а зацепление их концов, снабженных отгибами (при связях из оцинкованной или биметаллической проволоки) или анкерными утолщениями (стеклопластиковые стержни) может оказаться недостаточно эффективным из-за упомянутых проблем смятия ячеистых бетонов.

Все же, полного обрушения кладки при разовой реализации ветра со скоростью 20–25 м/с, скорее всего, не случится. После появления трещин в горизонтальных швах на средней трети высоты простенков и превращения их в изменяемые системы из нескольких жестких дисков, соединенных шарнирно, включатся в работу оконные коробки, способные воспринимать значительные изгибающие моменты, а с достижением прогибов порядка 1/200 высоты этажа появятся усилия распора, препятствующие дальнейшему движению (рис. 3).

Оси поворота дисков в уровне перекрытий и в пролете условной балки располагаются у разных граней несущего слоя (у внешней и внутренней), поэтому при повороте дисков они заклинятся с упором в перекрытия.

Критическая толщина стен, при которой обрушение неизбежно, соответствует состоянию равновесия, при котором величина распора достаточно для противодействия ветру до приближения осей поворота звеньев «механизма излома» к одной вертикали (рис. 3в). Строгое обоснование этой толщины требует специального исследования. Представляется, что она в близка к 200 мм при высоте этажей до 3,3 м.

Использование упрощенной расчетной схемы в виде полой арки с несмещаемыми опорами, не учитывающей усадочные деформации бетона и податливость каркаса, позволяет получить грубую оценку верхнего предела равномерно распределенной нагрузки при разрушении на уровне кг/м^2 при разовом статическом нагружении стены из газозолобетонных блоков толщиной 200 мм.

Высокая податливость швов по верху стен, заполненных малопрочными, главным образом герметизирующими, материалами, может снизить эту нагрузку в разы. Следует еще учитывать, что напуск кладки стен за край перекрытия увеличивает опасность быстрого формирования состояния критического равновесия. Погрешности, допускаемые при бетонировании перекрытий (допуск на положение и прямолинейность края) так же имеют большое значение и должны быть

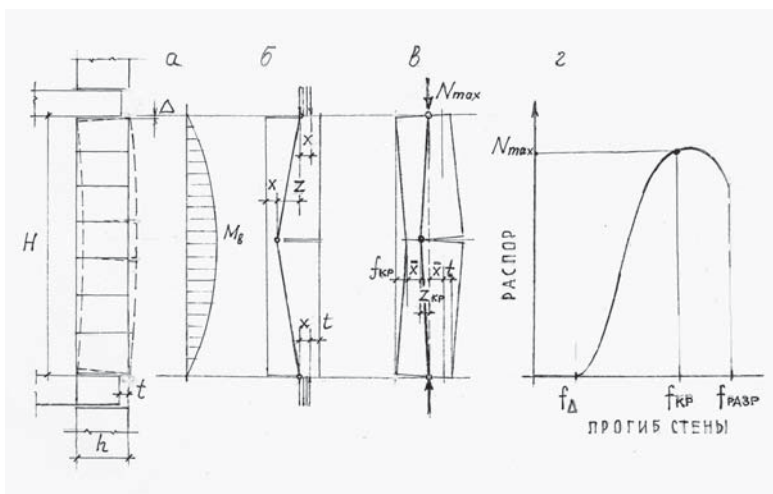


Рисунок 3. Работа стены в предельной стадии
 а – образование трещин от ветровой нагрузки;
 б – появление распора, препятствующее свободному повороту звеньев механизма излома;
 в – стадия неустойчивого равновесия при максимальном распоре и критическом прогибе;
 г – характер нарастания распора

учтены при назначении параметров стен.

После снижения ветровой нагрузки, простенок частично выпрямится под действием сил распора, однако остаточный прогиб будет большим, а трещины, вероятно, станут сквозными. В случае прогибов больше $f_{кр}$ (точка А по рис. 3г) возможен взрывоподобный характер разрушения с выбросом обломков наружу.

Для пояснения изложенного и анализа прочности стен построенных зданий рассмотрим несколько конкретных объектов.

На рис. 4 представлены построенные в Екатеринбурге дома с навесными стенами. Выборка является случайной и обусловлена обращениями в УралНИИпроект застройщиков или проектных организаций. Характеристики зданий приведены в таблице.

Объект № 1 – 18-этажное здание строится в планировочном районе «Академический» (проект института ЗАО «Екатеринбургпроект»). Каркас из монолитного железобетона включает систему несущих плоских пилонов, лестнично-лифтовые ядра жесткости и плиты перекрытий толщиной 200 мм. Высота этажа 2,8 м. Стены из ячеистобетонных блоков ИНСИ плотностью 500 кг/м³, класса В2.5, толщиной 240 мм, сложены на контуре перекрытий с напуском за край плиты на 40 мм. По боковым сторонам секций стен, через 2 ряда кладки (500 мм), предусмотрены нагели из арматуры Ø8 АIII (рис. 1). По верху с шагом 600 мм стены закреплены к перекрытиям сварными стальными скобами из полосы – 6 х 150 мм.

Стены утеплены минераловатными плитами и отделаны тонкой полимерцементной штукатуркой. Вес 1 м² стены 120 кг.

Объект № 2 – 18-этажное жилое здание по ул. 8 Марта, 161 с жестким монолитным каркасом из поперечных несущих стен (проект ЗАО «Институт гражданского проектирования»). Высота этажа 3 м. Внутренний слой наружных стен из газозолобетонных блоков плотностью 500 кг/м³, толщиной 200 мм, утеплен фасадной минераловатной плитой. Стены имеют облицовку из кирпича, соединенную с внутренним слоем гибкими связями из стеклопластиковых стержней. Кладка облицовки армирована стержнями Ø5 Вр1 через 5 рядов. Стеклопластиковые анкеры, установленные с шагом 400 мм по ширине стены и через 5 рядов кладки (500 мм) по высоте, раскрепляют тонкую кирпичную стенку и внутренний несущий слой стены. Кирпичная кладка облицовки выполнена с опиранием на край монолитных плит перекрытий, наружная грань кладки совпадает с плоскостью торца плит.

Объект № 3 – строящийся 25-этажный одноподъездный жилой дом в квартале улиц Сурикова – Циолковского – пер. Поляриков (проект ОАО «Уралгражданпроект»). Монолитный каркас дома выполнен с центральным ядром жесткости и системой сборных колонн сечением 400 х 400 мм на контуре. Стены сложены из ячеистобетонных блоков толщиной 350 мм и закреплены на боковых сторонах с шагом 500 мм спаренными шпильками Ø12 АIII и

по верхней грани упорными скобами из полосы 3 х 150 мм с шагом 1 м.

Стены облицованы кладкой из лицевого кирпича. Облицовка соединена с конструктивным слоем гибкими связями из стеклопластиковых стержней Ø5,5 мм с коническими анкерными головками диаметром 8 мм. Шаг связей 600 мм, но не менее двух на простенок, через 2 ряда кладки из твинблоков по высоте.

Объект № 4 – 18-этажный жилой дом по ул. Шейнкмана в квартале «Зеленая роща» построен по проекту ООО «Унистрой Проект». Конструктивная схема аналогична объекту № 1. Стены из газозолобетонных твинблоков Т2 плотностью 500 кг/м³, толщиной 200 мм, сложены с напуском за край перекрытия на 20 мм (опирание 180 мм). Узлы крепления стен к каркасу в проекте не разработаны.

Результаты вычислений ветровой нагрузки на каркасы зданий, а также нагрузок для расчета стен на изгиб и узлов их крепления к каркасу, на уровне верхних этажей приведены в таблице (столбец 10).

В последнем столбце указаны величины допускаемых расчетных нагрузок по условию трещиностойкости горизонтальных сечений кладки стен по неперевязанному сечению при $R_t = 0,8 \text{ кг/см}^2$ (таблица 10) [6].

Сравнение величин расчетных нагрузок (столбцы 9 и 10) показывает, что из четырех рассматриваемых зданий только по объекту № 3 с несущим слоем толщиной 350 мм стена может нести ветровую нагрузку при пиковых значениях аэродинамических коэффициентов $C_+ = 1,2$ и $C_- = -1,2$ по СТО [5] и $C = -2,0$ в краевых зонах по СНиПу [3].

Для объекта № 1 несущая способность стены на двух верхних этажах достаточна только на нагрузки без учета инерционной составляющей.

По объектам № 2 и № 4 налицо двух-трехкратный дефицит прочности стен на изгиб. Даже однократное воздействие ветра с нормативными характеристиками может привести к разрушению стен этих зданий в аварийное состояние (а для объекта № 4, вероятно, к обрушению).

Заключение

Что же следует, по мнению авторов статьи, предпринять для предотвращения возможного ущерба и обеспечения требуемой надежности навесных стен проектируемых зданий.

Во-первых, Министерству строительства Свердловской области

№ объ-екта	Габаритные размеры (длина x ширина x высота), м	Жесткость каркаса $0,8E \sum I_i$ $m \cdot M^2 \times 10^{-6}$	Расчетная ветровая нагрузка на уровне верхнего этажа, на каркас на стену		Частота первого тона собственных колебаний, Гц	Горизонтальное перемещение покрытия при расчетном ветре, мм	Масса стены, кг/м ² Инерционная сила, действующая на стену на облиц. слой, кг/м ²	Суммарная расчетная нагрузка на стену, кг/м ²	Допускаемая расчетная нагрузка на несущий слой стены из условия ее прочности на изгиб, кг/м ²
			W'_m	W'_p					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	54 x 17,2 x 49,2	165	69 39,4* (59,1**; 98,6***)	34 19,4* (29,1**; 48,6***)	1,78	23,5	120 40 -	79,4* (99,1**; 138,6***)	90
2	28,8 x 17,3 x 55	160	70 40* (60**; 100***)	55 32* (47,1**; 78,6***)	0,54	16,7	300 58 38	98* (118**; 158***)	59
3	33 x 29,6 x 81	264	82,1 46,8* (70,4**; 117***)	44,8 25,6* (38,4**; 64***)	0,86	42,8	350 45 26	91,8* (115**; 162***)	166
4	54 x 20,6 x 66	270	76,5 43,7* (65,6**; 109,2***)	35 20* (21,4**; 50***)	1,3	73	120 58 -	101,7* (123,6**; 167,2***)	45,5

* – при $C = 0,8$ (напор)

** – при $C_{p+} = 1,2$ (пиковые значения по СТО [5])

*** – при $C = -2$

следует организовать системную работу по экспертизе безопасности уже построенных зданий, запросив на это необходимые ресурсы в бюджете или привлекая собственников на условиях долевого финансирования такой работы.

Проектным организациям, разработавшим документацию на здания с навесными стенами выше 16 этажей, направить через зарегистрированные в области НО СРО представления о необходимости выполнения собственных проверок (учитывая риск страховым фондам этих организаций).

Во-вторых, сформировать специальную комиссию из специалистов ведущих проектных институтов, например, при институте «УралНИИ-проект РААСН РФ», под общим руководством Министерства, для:

- разработки программы мероприятий, позволяющих в течение двух лет подготовить региональный норматив (в форме СТО) на проектирование и возведение надежных навесных стен различных конструкций;
- координации исследований и проведения статических и динамических испытаний фрагментов стен и узлов их крепления нагрузкой, моделирующей ветровую, в т. ч. разрушающих.

В-третьих, законодательно обязать организации – производителей материалов для эффективных стен – иметь на них стандарты (СТО) с полным набором расчетных характеристик, необходимых при расчетах и проектировании стен, подтвержденные протоколами независимых испытаний.

Поручить специалистам Областного метеорологического центра произвести сбор (выборку) и статистическую обработку материалов многолетних (например, с 1950 г.) данных наблюдений по скоростям и спектральному составу записей ветровых давлений для уточнения региональных карт расчетных параметров ветра. Значительная часть территорий области в [3] отнесена к неизученным.

Специальным постановлением обязать застройщиков, предусматривающих в технических условиях на проектирование новых высотных зданий применение навесных стен из ячеистобетонных блоков, выделять в сумме затрат на проектные работы оплату испытаний фрагментов стеновых ограждений нагрузкой, имитирующей воздействие расчетного ветра.

Список использованной литературы

- 1 СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения

арматуры / Госстрой России. М., 2004.

- 2 Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / Госстройиздат. М., 1962
- 3 СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. М., 2004.
- 4 Симлу Р. Сканлан. Воздействие ветра на здания и сооружения / Стройиздат. М. 1984.
- 5 СТО 36554501-015-2008. Нагрузки и воздействия / ФГУП, НИЦ Строительство. М., 2008.
- 6 СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции / Госстрой СССР. М., 1999.