

Влияние различных факторов на прочность, жёсткость и трещиностойкость монолитных железобетонных стен гражданских зданий: классификация факторов, влияние геометрических параметров и соотношения нагрузок

О.В. Радайкин, Н.В. Хнычева

Казанский государственный энергетический университет

Аннотация: Статья посвящена изучению разного рода факторов, влияющих на прочность, жёсткость и трещиностойкость монолитных железобетонных стен гражданских зданий. Составлена максимально полная классификация факторов по 20 основаниям. Проведён подробный анализ экспериментальных работ, где рассмотрены два из них: геометрическое отношение высоты стены к её ширине, H/B , и фактор, учитывающий совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок, N/Q . Установлено, что отношение H/B качественно предопределяет механизм разрушения стены, то есть влияет на картину появления и развития трещин от микроскопического размера до магистральных трещин, по траектории которых конструкция стены разделяется на отдельные части, а соотношение нагрузок N/Q отвечает за количественные значения параметров реализации этого механизма. Выявлены также иные количественные и качественные закономерности исследуемого процесса.

Ключевые слова: железобетон, монолитные стены, экспериментальные данные, прочность, жёсткость, трещиностойкость, факторы влияния, геометрические параметры, нагрузки, деформации.

Железобетонные стены обеспечивают сопротивляемость несущих систем зданий горизонтальным нагрузкам, придают им жёсткость и устойчивость, а также во многих случаях воспринимают вертикальные нагрузки и передают их на фундамент. Такая их многофункциональность особенно в монолитном исполнении является причиной возникновения в них сложного напряжённо-деформированного состояния, от достоверной оценки которой зависит как безопасность, так и расход материалов, а в конечном счёте – стоимость строительства.

Целью данной статьи ставилось провести анализ имеющихся экспериментальных данных о влиянии разного рода факторов на прочность железобетонных монолитных стен гражданских зданий.

Для достижения данной цели было рассмотрено более 100 научных работ разных лет, выполненных отечественными и зарубежными учёными. Наиболее масштабные и глубокие экспериментальные исследования железобетонных стен зданий проводились в нашей стране в ЦНИИЭПжилища и КПИ им. Лазо, в университетах США, Японии, Новой Зеландии, Турции, Молдавии, Китая, Италии, Греции, Ливане, Алжире и т.д. Среди отечественных учёных кто занимался этим вопросом, следует выделить: Ашкинадзе Г.П., Бориев В.С., Васильев Р.Р., Золотков А.С., Измайлов Ю.В., Кирпий А.Ф., Ласьков Н.Н, Леденев В.В., Поляков Н.Д., Соколов Б.С. и др. Также стоит отметить зарубежных исследователей: Asjodi A.H., Aurecon S., Beirut A.M., Bekó A., Dolatshahi K.M., Ebrahimkhanlou A., Essam A., Goto Y., Gultom G., Henry R.S., Hube M.A., Kong F.K., Kono K., Kono S., Kotsovos D., Llera J.C., Lu Y, Luong J., Ma Q.T., Mamdouh H., Marihuén A., Massone L.M., Mengchao X., Niroomandi N., Orakçal K., Otsuka K., Paulay T., Priestley M.J.N., Roško P., Sharp G.R., Synge J., Taleb R., Terzioğlu T., Wood S.L., Xiaodong J., Xiaowei C., Zenhoum N. и др.

Установлено, что исследователи прошлого и настоящего в своих работах, в силу сложности и дороговизны экспериментов, рассматривали ограниченное небольшое число факторов в каждом отдельном исследовании – 1...3, зачастую без учёта их взаимовлияния. Какая-либо теоретическая интерпретация полученных результатов в этих работах либо полностью отсутствует, либо является формальной. Научных публикаций, обобщающих накопленный экспериментальный материал, не выявлено. Попыткой устранить этот пробел является данная статья. Её результаты позволят в дальнейшем сделать следующий шаг на пути совершенствования методики расчёта прочности монолитных железобетонных стен, в которой максимально полно учесть разного рода значимые факторы влияния.

На рис. 1 представлена информационная схема взаимосвязи максимально возможных, на наш взгляд, факторов, влияющих на прочность железобетонных стен. Они сгруппированы по трём классификационным основаниям: геометрические, физические и кинематические. Классификационных оснований второго уровня получилось 21. Звёздочкой на схеме отмечены факторы, которые уже исследованы, что составляет примерно 40 % от общего их числа. Неисследованной остаётся весьма весомая часть. В неё входят, например, такие значимые факторы, как наличие напрягаемой арматуры, условия эксплуатации среды, наличие повреждений и др.

Далее кратко освещены основные результаты экспериментальных работ, приведённых в списке литературы, с нашим анализом и теоретической интерпретацией данных.

Характеризовать степень влияния того или иного фактора следует по отклику, в качестве которого удобно рассматривать деформации конструкции. В общем виде деформации стены складываются из следующих составляющих:

$$\Delta = \Delta_{flexure} + \Delta_{shear} + \Delta_{slid} + \Delta_{BR}, \quad (1)$$

где $\Delta_{flexure}$ – деформация чистого изгиба в плоскости стены (рис. 2, а); Δ_{shear} – деформация чистого сдвига параллельно плоскости стены (рис. 2, б); Δ_{slid} – деформация сдвига-скольжения (рис. 2, в); Δ_{BR} – деформация, вызванная поворотом основания и/или верха стены относительно фундамента и/или перекрытия (рис. 2, г).

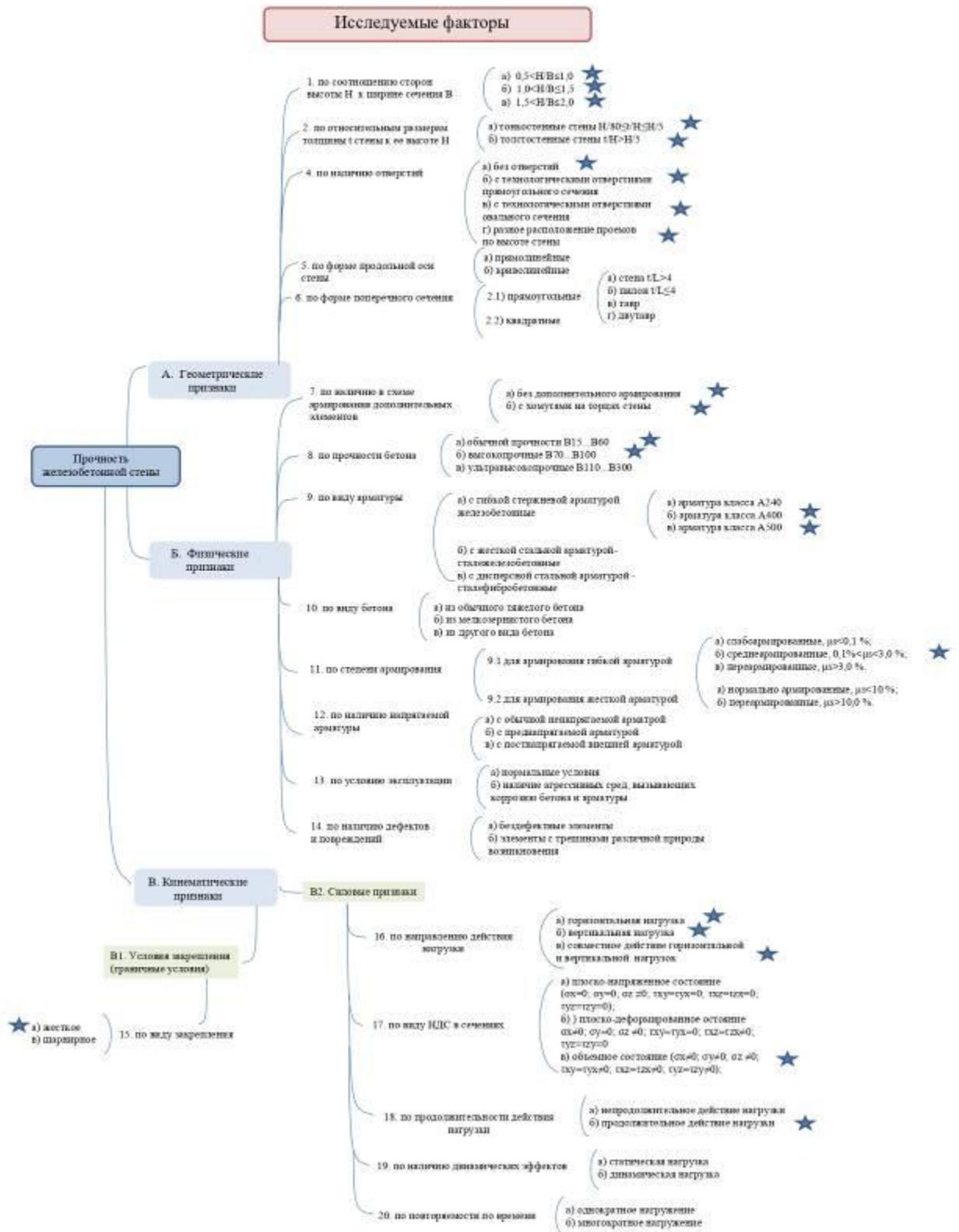


Рис. 1. – Исследуемые факторы влияния на прочность монолитной железобетонной стены

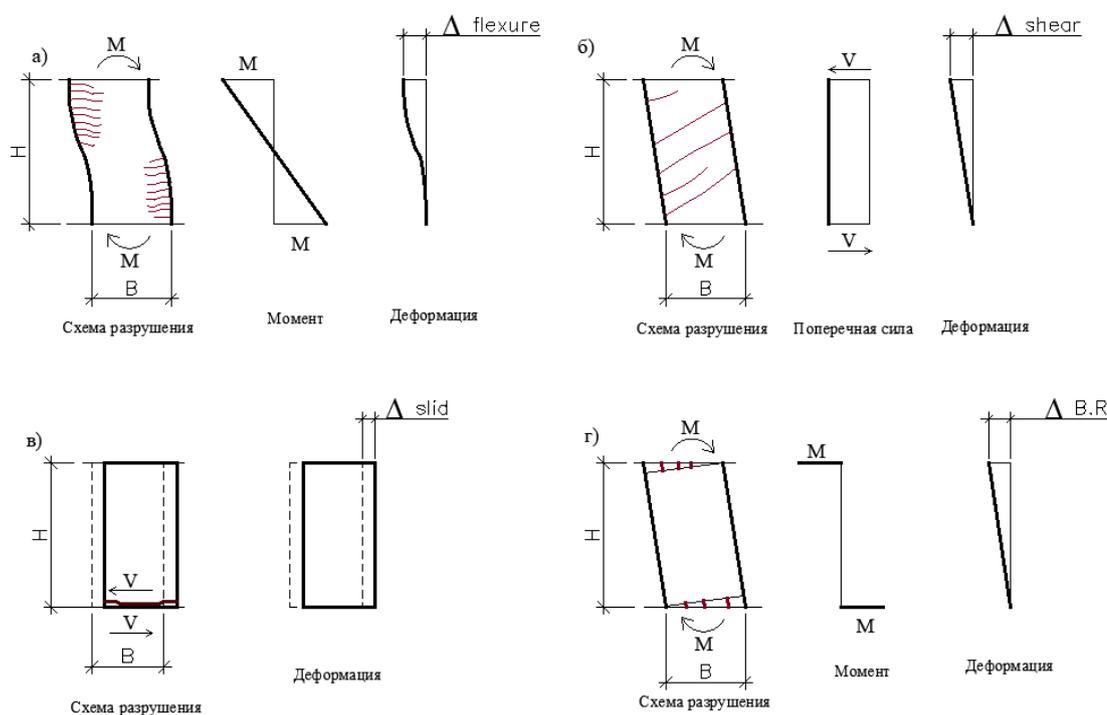


Рис. 2. – Виды деформаций железобетонных стен: а) деформация от изгиба в плоскости стены $\Delta flexure$; б) деформация от сдвига параллельно плоскости стены $\Delta shear$; в) деформация сдвига-скольжения $\Delta slid$; г) деформация, вызванная поворотом опоры у основания стены $\Delta B.R.$

Рассмотрим совместное действие фактора № 1, учитывающего соотношения сторон H/B , и фактора 15в, учитывающего совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок.

Преобладание той или иной составляющей деформации зависит не только от соотношения величины вертикальной нагрузки к горизонтальной, но и по большей части от отношения высоты стены H к её ширине B . При этом различают три случая:

1. Случай стен, работающих в основном на сдвиг – $0,5 < H/B < 1,0$;
2. Случай стен, работающих на изгиб со сдвигом – $1,0 < H/B < 1,5$;
3. Случай стен, работающих в основном на изгиб в плоскости стены – $1,5 < H/B < 2,0$.

В исследовании [1, 2] установлено, что при действии горизонтальной нагрузки на стены с соотношением сторон $0,5 < H/B < 1,0$ разрушение происходит в средней части по высоте стены с образованием X-образных трещин, возникающих от сдвига Δ_{shear} (рис. 3, а).

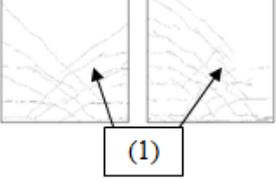
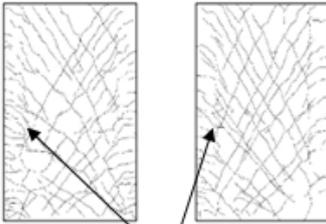
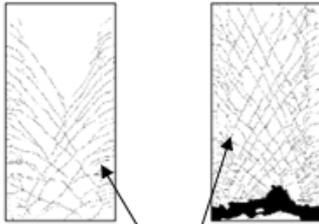
0,5 < H/B < 1,0		1,0 < H/B < 1,5		1,5 < H/B < 2,0	
$0 < \Delta_{shear} < 0,5\%$	$0,5\% < \Delta_{shear} < 1,0\%$	$1,0\% < \Delta_{flexure} < 1,5\%$	$1,5\% < \Delta_{flexure} < 2,0\%$	$2,0\% < \Delta_{flexure} < 2,5\%$	$2,5\% < \Delta_{flexure} < 4,0\%$
 <p>(1)</p>		 <p>(2)</p>		 <p>(3)</p>	
а)		б)		в)	

Рис. 3. – Варианты схем разрушения стен в зависимости от соотношения сторон [3]: H – высота стены (м); B – ширина стены (м); Δ_{shear} – сдвиговое перемещение параллельно плоскости стены (%); $\Delta_{flexure}$ – изгибное перемещение в плоскости стены (%).

У стен с соотношением сторон $1,0 < H/B < 1,5$ разрушение происходит в нижней трети стен – также с образованием X-образных трещин от сдвига Δ_{shear} и интенсивно развивающихся горизонтальных трещин на торцевых гранях, возникающих от деформаций изгиба $\Delta_{flexure}$ в плоскости стены (рис. 3, б).

У стен с соотношением сторон $1,5 < H/B < 2,0$ дополнительно к предыдущему случаю в механизме разрушения наблюдается интенсивное образование горизонтальных трещин изгиба в нижней части стены (рис. 3, в).

В [3, 4, 5] по результатам эксперимента были установлены следующие доли составляющих деформации Δ на начальных этапах нагружения в пределах границ упругой работы конструкции стены:

– В стенах с соотношением сторон $1,5 < H/B < 2,0$ доля деформаций изгиба $\Delta_{flexure}$ в общей деформации составляет более 80 %; доля деформаций сдвига Δ_{shear} – 5 %; деформация, вызванная поворотом основания относительно опоры $\Delta_{B,R}$ – 7% и доля деформации сдвига-скольжения Δ_{slid} – 8 %.

– В стенах с соотношением сторон $1,0 < H/B < 1,5$ и $0,5 < H/B < 1,0$ доля деформаций от изгиба $\Delta_{flexure}$ составляет 50 ± 10 %; деформации сдвига Δ_{shear} составляют те же 50 ∓ 10 %.

С дальнейшим увеличением нагрузки эти доли меняются, так как после возникновения наклонных трещин начинают проявляться деформации от сдвига-скольжения Δ_{slid} , а после возникновения горизонтальных трещин у основания и/или верха стены – деформации поворота $\Delta_{B,R}$.

Деформации Δ_{slid} могут возникать в различных частях стены: а) в местах стыковки с перекрытиями (внизу и/или наверху) из-за разрушения сжатого бетона и выпучивания вертикальной арматуры стены; б) в местах проявления и развития магистральных трещин изгиба из-за ослабления этих участков стены.

В [3] при исследовании влияния соотношения величины вертикальный нагрузки к горизонтальной были выявлены следующие закономерности:

1. Наклонные трещины возникают от деформаций сдвига Δ_{shear} (трещины №1 на рис. 3, а). Их наклон близок к 45^0 . Количество n_{crc} и ширина раскрытия a_{crc} этих трещин трудно поддаются инструментальному определению и статистической обработке параметров, в отличие от горизонтальных трещин.

2. Горизонтальные трещины возникают от деформаций изгиба $\Delta_{flexure}$ (трещины № 2 на рис. 3, б), интенсивно на торцевых гранях стены. Длина l_{crc} и ширина раскрытия a_{crc} этих трещин у основания стены при преобладании горизонтальной нагрузки больше, чем в других частях стены и по мере продвижения вверх по высоте стены l_{crc} и a_{crc} уменьшаются, что, очевидно,

обусловлено уменьшением нормальных напряжений по мере отдаления от опоры стены вверх.

3. Горизонтально-наклонные трещины (трещины №3 на рис. 3, в) развиваются поэтапно: сначала образуются горизонтальные трещины в основании стены от деформаций изгиба $\Delta_{flexure}$, а затем снизу появляются наклонные трещины от деформаций сдвига Δ_{shear} . Обычно количество n_{crc} и ширина раскрытия a_{crc} этих трещин у основания стены больше, а их угол наклона α увеличивается по мере продвижения от основания стены вверх.

В [6] анализируется влияние фактора 1 на предельную горизонтальную нагрузку. Графически степень его влияния характеризует поверхность, построенная в координатах горизонтальных Q/Q_u и вертикальных сил N/N_u при учёте соотношения H/B (см. рис. 4).

В качестве направляющих поверхности служит семейство синусообразных кривых – 1, описывающих закономерность влияния величины вертикальной нагрузки N/N_u на изменение прочности по поперечной силе Q/Q_u . В качестве образующих служит семейство экспонентообразных кривых – 2, описывающих закономерность влияния соотношения высоты и длины стен на изменение прочности по поперечной силе [7].

В [7] установлено, что с увеличением уровня вертикальной нагрузки N/N_u в интервале от 0 до 0,5, где N_u – величина разрушающей вертикальной силы, во всех испытанных стеновых панелях независимо от соотношения сторон H/B , происходило увеличение разрушающей горизонтальной нагрузки Q_u . С изменением уровня вертикальной нагрузки в интервале от 0,5 до 1,0 происходило снижение сопротивляемости горизонтальной силе. Отмечено, что наивысший уровень горизонтальной предельной нагрузки наблюдается в стенах соотношением сторон $H/B = 0,5$, а с увеличением этого отношения сопротивляемость Q_u снижается.

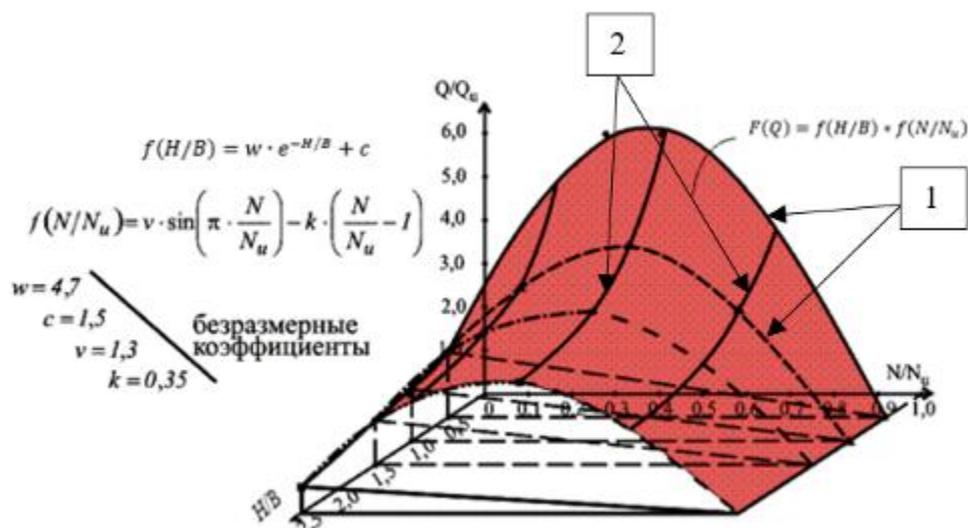


Рис. 4. – Модель совместного влияния величины вертикальной нагрузки N/N_u и соотношения H/B на сопротивление стен поперечной силе Q/Q_u .

Жёсткость при соотношении $1,5 < H/B < 2,0$.

На рис. 5, составленном на основе данных [4, 8], показано распределение кривизны по высоте стены при нелинейной работе железобетона под действием постоянной вертикальной нагрузки N от собственного веса стены и переменной горизонтальной нагрузки V . В верхней (малонагруженной) части стены железобетон работает упруго, трещины в бетоне отсутствуют, жёсткость сечений стены равна первоначальной до нагружения. В средней части стены железобетон работает уже не упруго с образованием изгибных и сдвиговых трещин. В этой зоне жёсткость плавно начинает снижаться к низу стены. Внизу стены в предельной стадии образуется шарнир пластичности высотой H_{ph} . В месте его появления жёсткость сечений стены резко падает – более чем в два раза.

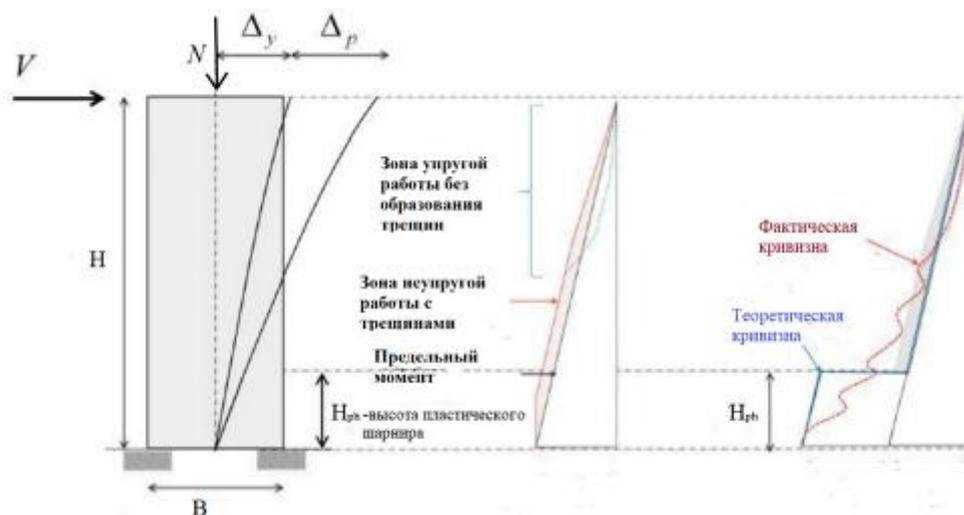


Рис. 5. – Схема деформации железобетонной стены с соотношением сторон $1,5 < H/B < 2,0$ (с преобладанием деформаций изгиба)

Влияние изучаемого геометрического фактора на жёсткость стен принято рассматривать через количественную оценку так называемого «коэффициента пластической деформации» μ_{Δ} , который определяется как отношение суммарных изгибных деформаций (точнее перемещений рассматриваемой точки стены относительно неподвижной связи) $\Delta_{flexure}$ к упругой составляющей этих деформаций Δ_y [9]:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{flexure}}{\Delta_y}, \quad (4)$$

где $\Delta_{flexure} = \Delta_y + \Delta_p$ (рис. 5 а); Δ_y – упругие деформации; Δ_p – пластические деформации (*прим.*: для бетона это – псевдопластические деформации).

В статье [4] по результатам экспериментов выявлено, что при соотношении сторон $1,5 < H/B < 2,0$ коэффициент пластической деформации μ_{Δ} изменяется в пределах $3,9 \leq \mu_{\Delta} < 5,5$.

Согласно ACI 318-19 (Building Code Requirements for Structural Concrete) и СП 63.13330.2018 (Бетонные и железобетонные конструкции)

расчёт стены с соотношением сторон $1,5 < H/B < 2,0$ при изгибе ведут по модели стержня (столба шириной 1 м), жёстко закреплённого в основании.

Жёсткость при соотношении $H/B < 1,5$ (см. рис. 6).

На рис. 6, составленном на основе обобщения данных [4, 10, 11, 12], показана схема деформирования стены с преобладанием сдвига Δ_{shear} при нелинейной работе железобетона под действием постоянной вертикальной нагрузки N от собственного веса стены и переменной горизонтальной нагрузки V . Стены с соотношением сторон $H/B < 1,5$ обладают высоким силовым сопротивлением при изгибе и разрушаются по сдвиговому механизму с образованием наклонных трещин с углом θ к горизонтали.

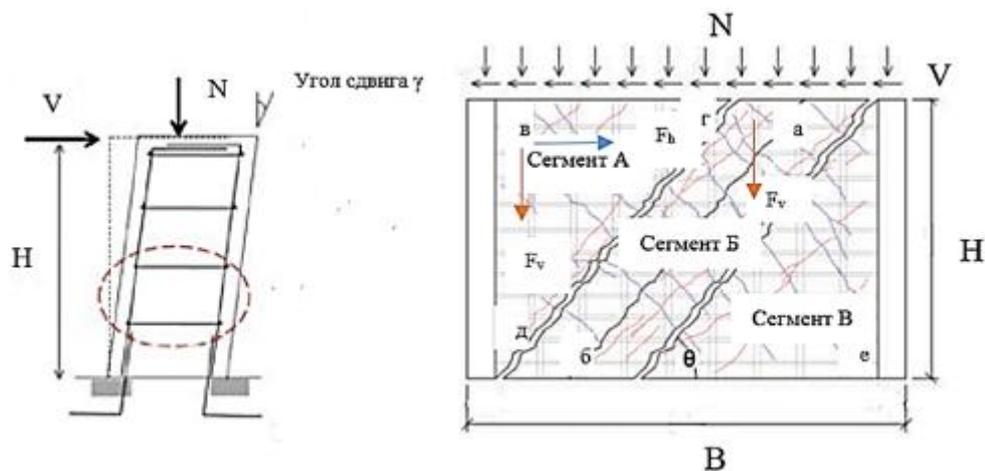


Рис. 6. Схема деформации железобетонной стены с соотношением сторон $H/B < 1,5$ (с преобладанием деформаций сдвига)

Деформированная стена с соотношением $H/B < 1,5$ условно разбивается на три сегмента (рис. 6).

Нагрузку V в каждом сегменте А-В уравнивают внутренние силы F_{hi} , возникающие в горизонтальной арматуре, распределённой по всей высоте стены (рис. 7).

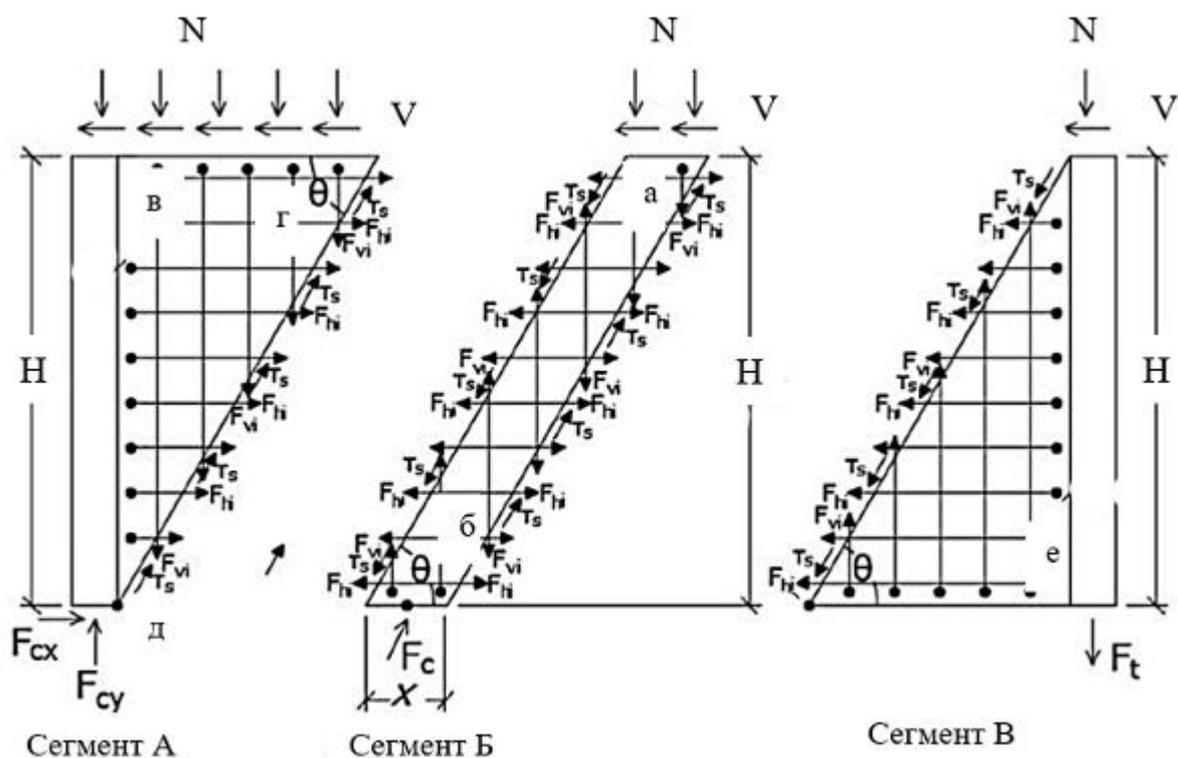


Рис. 7 – График распределения усилий стены с соотношением сторон $H/B < 1,5$ (с преобладанием деформаций сдвига): F_{vi} и F_{hi} – силы, возникающие соответственно в вертикальной и горизонтальной арматуре; τ_s – касательные напряжения вдоль диагональной трещины (возникающие за счёт трения бетонных поверхностей берегов трещины); F_{cx} и F_{cy} – горизонтальная и вертикальная составляющие реакции опоры в зоне сжатия; F_t – вертикальная составляющая реакции опоры в зоне растяжения (отрыва); F_c – наклонная составляющая силы трения вдоль диагональной трещины.

Изгибающие моменты от совместного действия сил N и V , действующие на *сегмент А* относительно точки d , на *сегмент Б* относительно точки b , на *сегмент В* относительно точки e , вызывают внутренние усилия F_{vi} в распределённой вертикальной арматуре. При этом *сегмент В* разделяется на несколько наклонных полос с примерно одинаковой шириной x каждая. По контакту полос за счёт трения бетонных поверхностей берегов трещины возникают касательные напряжения τ_s ,

которые наравне с усилиями F_{vi} и F_{hi} участвуют в общей сопротивляемости стены нагрузкам.

В сегментах стены наблюдается различный механизм разрушения:

– В *сегменте А* горизонтальная и вертикальная нагрузка вызывает значительные сжимающие деформации в бетоне, вследствие чего он раскрашивается, что далее приводит к выпучиванию вертикальной арматуры.

– В *сегменте Б*, примерно в центральной части стены, появляется ослабленный участок со множеством диагональных трещин.

– *Сегмент В* в момент разрушения стены от сдвига остаётся недогруженным, напряжения в горизонтальной арматуре далеки от предела текучести.

На стыке стены и фундамента, как правило, возникает «сдвиговое скольжение» Δ_{slid} , которому препятствует вертикальная нагрузка N , что создаёт эффект обжатия и повышает силы трения бетона о бетон, а также распределённое вертикальное армирование в основании стены – в ней возникает так называемый нагельный эффект.

Деформации сдвига определяется [10]:

$$\Delta = \Delta_v^{conc} + \Delta_v^{truss}, \quad (5)$$

где Δ_v^{conc} – деформация от сдвига сжатых наклонных полос в *сегменте Б*;

Δ_v^{truss} – деформация от сдвига растянутого пояса в *сегменте В*.

В [4] установлено, что при соотношении сторон $H/B < 1,5$ коэффициент пластической деформации μ_{Δ} изменяется в пределах $1,4 < \mu_{\Delta} < 3,9$. В сравнении со стенами $1,5 < H/B < 2,0$ этот коэффициент меньше примерно вдвое, то есть в данном случае разрушение носит более хрупкий характер.

При этом считается, что стены с соотношением сторон $H/B < 1,5$ могут быть рассчитаны по модели так называемого каркасно-стержневого аналога (КСА) [13, 14]. В иностранной литературе Еврокод 2 (Проектирование

железобетонных конструкций) эта модель имеет название «модель распорок и тяжей».

Выводы:

1. Геометрический фактор 1 – отношение сторон стены H/B , сам по себе отдельно без совместного учёта того или иного фактора нагрузки – из подгруппы кинематических факторов «В2» (рис. 1), – в литературе не рассматривается, что логично. Львиная доля исследований посвящена изучению взаимного влияния факторов 1 и $15a$ (совместное действие вертикальной N и горизонтальной Q нагрузок).

2. При этом отношение сторон H/B качественно предопределяет механизм разрушения стены, то есть влияет на картину появления и развития трещин от микроскопического размера до магистральных трещин, по траектории которых конструкция стены разделяется на отдельные части. А соотношение нагрузок N/Q отвечает за количественные значения параметров реализации этого механизма.

3. При малых H/B преобладает доля сдвиговых деформаций Δ_{shear} в результирующих деформациях стены Δ , а сопротивляемость поперечной нагрузке Q_u является максимальной. При этом разрушение носит более хрупкий характер. С увеличением отношения H/B доля изгибных деформаций $\Delta_{flexure}$ возрастает, а сдвиговых Δ_{shear} – падает, снижается также и Q_u , пластические деформации проявляются более интенсивно.

4. Вертикальная нагрузка N в интервале изменения от 0 до $0,5$ от N_u , создаёт поддерживающий эффект обжатия и приводит к росту Q_u . В интервале $0,5$ до $1,0$ этот эффект постепенно сходит на нет.

5. Расчёт стены с соотношением сторон $1,5 < H/B < 2,0$ при изгибе обычно производят по модели стержня (столба шириной 1 м), жёстко закреплённого в основании, а стены с соотношением сторон $H/B < 1,5$ могут

быть рассчитаны по модели так называемого каркасно-стержневого аналога (модели распорок – тяжей).

6. Проведённый анализ позволяет сформировать представление о механизмах разрушения стен, наметить в них опасные сечения по траектории магистральных трещин изгиба, сдвига, скольжения и проворота для последующего формирования расчётных схем инженерных методик и моделей численного расчёта на электронной вычислительной машине (ЭВМ).

Литература

1. Asjodi A.H., Dolatshahi K.M., Ebrahimkhanlou A. Spatial analysis of damage evolution in cyclic-loaded reinforced concrete shear walls // Journal of Building Engineering. 2022. pp. 1-35.

2. Mamdouh, H.; Zenhom, N.; Hasabo, M.; Deifalla, A.F.; Salman, A. Performance of Strengthened, Reinforced Concrete Shear Walls with Opening // Sustainability. 2022. №14. pp. 1-32.

3. Harati M., Mashayekhi M., Khansefid A., Pourzeynali S., Bahar A. Nonlinear behavior of RC shear walls: From experiments to the field reports // Sharif University of Technology. Sharif: Department of Civil and Environmental Engineering. 2020. pp. 1-42.

4. Tang T.O., Su R.K.L. Shear and Flexural Stiffnesses of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Loading // The Open Construction and Building Technology Journal. 2014. № 8. pp. 104-121.

5. Ghida E., Adnan M., Oussama B., Nour W. Experimental and numerical investigation on the behavior of reinforced concrete walls strengthened by steel members // Asian Journal of Civil Engineering. 2024. pp. 1-15.

6. Ласьков Н.Н. Экспериментальная теория сопротивления стен при совместном действии вертикальных и горизонтальных сил // Региональная архитектура и строительство. 2013. № 1. С. 90-95.

7. Васильев Р.Р. Прочность железобетонных стен с проемами при действии поперечных сил: специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»: диссертация на соискание кандидата технических наук. Пенза, 2000. 163 с.

8. Xiaowei Ch., Haoyou Zh. Numerical Modelling of Reinforced Concrete Slender Walls Subjected to Coupled Axial Tension–Flexure // International Journal of Concrete Structures and Materials. 2021. pp. 1-20.

9. Paulay T., Priestley M.J.N. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings // New York: Library of Congress Cataloging. 1992. 764 p.

10. Moehle J.P., Ghodsi T., Hooper J.D., Fields D.C., Gedhada R. Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams // NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6. Redwood City: National Institute of Standards and Technology (NIST). 2012. pp. 1-37.

11. Ma J., Li B. Experimental and Analytical Studies on H-Shaped Reinforced Concrete Squat Walls // ACI Structural Journal. March 2018. № 2. pp. 425-438.

12. Almasabha G. A New Design Methodology of Reinforced Concrete Squat Shear Walls for Ductile Seismic Behavior and Predictable Shear Strength: Dissertation // University of Texas at Arlington, Texas. August, 2019. 430 p.

13. Соколов Б.С. Прочность и трещиностойкость стеновых панелей зданий: монография. Москва: Изд-во АСВ, 2010. 139 с.

14. Баранова Т.И., Залесов А.С. Каркасно-стержневые расчётные модели и инженерные методы расчета железобетонных конструкций. Учебное пособие. Москва: Изд-во АСВ, 2003. 240 с.

References

1. Asjodi A.H., Dolatshahi K.M., Ebrahimkhanlou A. Journal of Building Engineering. 2022. pp. 1-35.



2. Mamdouh, H.; Zenhom, N.; Hasabo, M.; Deifalla, A.F. Sustainability. 2022. №14. pp. 1-32.
3. Harati M., Mashayekhi M., Khansefid A., Pourzeynali S., Bahar A. Sharif University of Technology. Sharif: Department of Civil and Environmental Engineering. 2020. pp. 1-42.
4. Tang T.O., Su R.K.L. The Open Construction and Building Technology Journal. 2014. № 8. pp. 104-121.
5. Ghida E., Adnan M., Oussama B., Nour W. Asian Journal of Civil Engineering. 2024. pp. 1-15.
6. Las'kov N.N. Regional'naja arhitektura i stroitel'stvo. 2013. № 1. pp. 90-95..
7. Vasil'ev R.R. Prochnost' zhelezobetonnyh sten s proemami pri dejstvii poperechnyh sil [Strength of reinforced concrete walls with openings under the action of transverse forces]: special'nost' 05.23.01 «Stroitel'nye konstrukcii, zdanija i sooruzhenija»: dissertacija na soiskanie kandidata tehniceskikh nauk. Penza, 2000. 163 p..
8. Xiaowei Ch., Haoyou Zh. International Journal of Concrete Structures and Materials. 2021. pp. 1-20.
9. Paulay T., Priestley M.J.N. New York: Library of Congress Cataloging. 1992. 764 p.
10. Moehle J.P., Ghodsi T., Hooper J.D., Fields D.C., Gedhada R. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6. Redwood City: National Institute of Standards and Technology (NIST). 2012. pp. 1-37.
11. Ma J., Li B. ACI Structural Journal. March 2018. № 2. pp. 425-438.
12. Almasabha G. A New Design Methodology of Reinforced Concrete Squat Shear Walls for Ductile Seismic Behavior and Predictable Shear Strength: Dissertation. University of Texas at Arlington, Texas. August, 2019. 430 p.



13. Sokolov B.S. Prochnost' i treshhinostojkost' stenovyh panelej zdaniy: monografija [Strength and crack resistance of building wall panels]. Moskva: Izd-vo ASV, 2010. 139 p.

14. Baranova T.I., Zalesov A.S. Karkasno-sterzhnevye raschjotnye modeli i inzhenernye metody rascheta zhelezobetonnyh konstrukcij [Frame-rod calculation models and engineering methods for the calculation of reinforced concrete structures]. Uchebnoe posobie. Moskva: Izd-vo ASV, 2003. 240 p.

Дата поступления: 5.10.2024

Дата публикации: 27.11.2024