

УДК 624.046.5

DOI 10.52928/2070-1683-2026-45-2-40-51

АНАЛИТИЧЕСКИЙ МЕТОД ПРОВЕРКИ ЖИВУЧЕСТИ МОНОЛИТНОГО КАРКАСА В ОСОБОЙ РАСЧЕТНОЙ СИТУАЦИИ

канд. техн. наук, доц. А.В. ТУР
(Брестский государственный технический университет)
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9744-9044>

В настоящее время всё большее внимание уделяется разработке аналитических методов проверки живучести конструктивных систем в особых расчётных ситуациях, применение которых особенно эффективно на стадии предварительного проектирования. Исследованиями многоэтажных зданий при внезапном удалении колонны было показано, что при их анализе взамен рассмотрения всего каркаса вполне допустима дискретизация расчётной схемы с выделением поврежденного этажа, для которого и выполняют проверочные расчёты. В отличие от известных аналитических решений, в рамках которых основное внимание уделяется изгибному сопротивлению балок и плит, в предложенном методе учитывается дополнительное влияние мембранного эффекта в монолитных плитах, окаймлённых балками. Показано, что учёт мембранного эффекта в плитах позволяет повысить несущую способность балочно-плитного перекрытия (в некоторых случаях до 30%). При этом установлено, что мембранный эффект следует учитывать, главным образом, в случае удаления центральной (внутренней) колонны, тогда как при удалении крайней и угловой колонн рекомендовано учитывать только изгибные эффекты (ввиду неопределённости обеспечения анкеровки горизонтальных связей). Выполненное сравнение показало хорошее совпадение результатов расчёта при учёте мембранного эффекта в плитах с опытными данными, полученными при испытаниях фрагментов перекрытия.

Ключевые слова: живучесть, аналитический метод, каркас, монолитный бетон.

Введение. В публикациях последних лет [1–3] всё чаще рассматриваются аналитические подходы к оценке живучести конструктивных систем многоэтажных зданий после внезапного удаления вертикальных несущих элементов (колонн и/или участков стен), направленные на предотвращение прогрессирующего обрушения. В работе [4] была предложена упрощенная процедура проверки живучести конструктивной системы, состоящая из трех основных этапов: (1) определение нелинейной статической реакции поврежденных конструкций при действии гравитационной нагрузки (нелинейную статическую реакцию рекомендовано представлять, как правило, в виде билинейной функции [4; 5]), (2) определение динамической реакции в случае внезапной потери несущей способности колонны (например, опираясь на метод энергетического баланса) и (3) оценка пластичности критически важных узловых соединений в поврежденных зонах (принимая в качестве критерия значения предельных углов поворота).

В настоящее время наиболее подробным практическим документом, разработанным для проектирования защитных мер, направленных на предотвращение прогрессирующего обрушения, является UFC 4-023-03¹. В данном документе для проверок живучести поврежденных конструктивных систем декларировано применение трёх процедур анализа: линейной статической (LS), нелинейной статической (NLS) и нелинейной динамической (NLD). При этом для оценки живучести конструктивной системы здания документ² требует применения 3D конечно-элементной модели, в то время как использование 2D моделей не допускается. При проверке критериев живучести конструкции все ее элементы (балки, плиты) должны быть отнесены к первичным или вторичным элементам, а все эффекты воздействий (моменты, поперечные и продольные силы) – к контролируемым деформацией или контролируемым усилием. При статическом анализе динамическое воздействие на участки перекрытия непосредственно над удаленной колонной учитывают при применении к нагрузкам повышающего динамического коэффициента [4; 5].

Несмотря на то, что UFC 4-023-03³, как и ТКП-EN 1991-1-7⁴, представляет собой хорошо организованный и систематизированный проектный документ, он, по всей видимости, подходит только для проектирования объектов, для которых первоочередной задачей является предотвращение прогрессирующего обрушения при потере несущих колонн. Его применимость к гражданским сооружениям, таким как жилые или офисные здания, где прогрессирующее обрушение является маловероятным событием, вызывает сомнения по ряду причин.

Во-первых, для того, чтобы проанализировать и оценить конструкцию с помощью статического или динамического анализа, как это декларировано в UFC 4-023-03⁵, проектировщик должен уметь выполнять относительно сложную многоэтапную процедуру, каждый этап которой должен реализовываться с помощью современного программного обеспечения, использующего, как правило, метод конечных элементов в нелинейной постановке (учёт физической и геометрической нелинейности).

Во-вторых, при создании имитационной модели конструктивной системы здания необходимо явно смоделировать поведение всех элементов конструкции, таких как балки, плиты перекрытия и узловые соединения балок с колоннами, под действием нагрузок и деформаций, с учетом фактического поведения материалов.

¹ Department of Defense (DOD). Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, 25 January 2005.

² См. сноску 1.

³ См. сноску 1.

⁴ ТКП-EN 1991-1-7:2006. Eurocode 1. Action on structures. General actions. Accidental actions. – 66 p.

⁵ См. сноску 1.

Следует отметить, что нелинейный анализ конструктивной системы отнимает у квалифицированных инженеров довольно много времени и снижает продуктивность их работы. При переходе к двухстадийному проектированию применение нелинейного анализа на этапе предварительного проектирования вряд ли может быть оправдано. При этом даже когда инженеры будут тщательно следовать процедурам, описанным в документах⁶, нет никакой гарантии, что результаты численного анализа будут точными и надежными. В ряде случаев численный анализ, основанный на имитационном поведении конструктивной системы, содержит серьёзные неопределенности в силу принятых допущений и несовершенств программы.

Ввиду ограничений, присущих актуальному программному обеспечению, в данной статье предлагается упрощенный подход к определению остаточной несущей способности при оценке живучести обычных железобетонных зданий после внезапной потери несущей способности колонны. Этот подход, разработанный на основе экспериментальных результатов [6–9], позволяет инженерам-практикам быстро аналитически оценить сопротивление конструктивной системы прогрессирующему обрушению.

В жилых и офисных зданиях гравитационные нагрузки (постоянные и переменные) на всех этажах, как правило, остаются неизменными. Таким образом, можно запроектировать конструкцию и размеры горизонтальных элементов, таких как балки и плиты перекрытия, одинаковыми для каждого этажа. В некоторых случаях допускается уменьшение размера колонн на каждые четыре-пять этажей от уровня фундамента до верхней части здания, с тем чтобы увеличить полезную площадь, при условии, что это не нарушит вертикальную целостность конструктивной системы и не повлияет на условия эксплуатации. Таким образом, каждый этаж считается примерно одинаковым с точки зрения действующих гравитационных нагрузок, несущей способности и жесткости конструкции. Когда колонна на первом этаже внезапно разрушается в результате, например, взрыва, осевые сжимающие усилия в колоннах над разрушенной колонной быстро исчезают в течение нескольких миллисекунд [17; 18]. В результате соседние этажи с такими же гравитационными нагрузками, несущей способностью и жесткостью попадают в почти идентичный режим вертикальных колебаний. Таким образом, сопротивление поврежденной конструктивной системы прогрессирующему обрушению на стадии предварительного проектирования можно оценить, рассматривая один типовой этаж, а не всю конструктивную систему здания.

Следует обратить внимание ещё на одно важное обстоятельство. В публикациях [6; 7], посвященных оценке живучести монолитных конструктивных систем зданий, рассматривают, главным образом, изгибную стадию полной реакции каркаса. При этом в основном рассматривают изгибное сопротивление рамных элементов каркаса и только в редких исключениях [7] учитывают вклад изгибного сопротивления монолитных плит. При этом как для балок, так и для плит не учитывают влияния мембранных/цепных эффектов, что ведёт к недооценке полного сопротивления системы прогрессирующему обрушению. Кроме того, в ряде работ [9; 10] показано положительное влияние заполнения стен на сопротивление прогрессирующему обрушению.

В настоящей статье представлен аналитический метод проверки живучести конструктивной системы из монолитного бетона на основе рассмотрения упрощенной расчётной схемы выделенного поврежденного фрагмента перекрытия с учётом вклада плиты как за счёт сопротивления изгибу, так и мембранного эффекта, развивающегося в области больших деформаций.

Вклад горизонтальных связей, расположенных в плите, в полное сопротивление поврежденной конструктивной системы. В монолитных балочно-плитных конструктивных системах плиты перекрытия бетонируют одновременно с балками, что обеспечивает их совместную работу и, соответственно, дополнительный вклад в сопротивление поврежденной системы прогрессирующему обрушению. Следует отметить, что проверку живучести монолитных каркасов выполняют для монолитных рам (плоских или пространственных), рассматривая, главным образом, изгибную или изгибно-арочную стадию для балок и изгибную стадию для плит. Однако, как показывают результаты испытаний фрагментов плит [5; 6; 12], такой подход, в рамках которого не учитывают мембранный/цепной эффект, недооценивает несущую способность поврежденного перекрытия конструктивной системы до 30%. Вместе с тем, как показано в работах⁷ [6; 12–18], мембранный эффект включается уже тогда, когда вертикальное перемещение в месте разрушающейся/удаляемой колонны достигает от $0,5 h_s$ до h_s (h_s – толщина плиты перекрытия).

На стадии реализации мембранного эффекта в балках образуются точечные пластические шарниры, а в плитах – линейные пластические шарниры (линии текучести). Установлено, что деформационную способность балочно-плитной подсистемы (δ_c) можно оценить по следующим формулам, аналогичным тем, что используются для оценки балочных элементов: (1) при $4 \leq l/h \leq 8$, $\delta_c = h$; (2) при $l/h \geq 8$, $\delta_c = 1,5h$.

При разработке аналитического метода проверки живучести балочно-плитной конструктивной подсистемы с учётом мембранных эффектов в плитах используют следующие *допущения* для расчетной модели балочно-плитной подсистемы:

- 1) сопряжение плиты перекрытия с железобетонными балками считается жестким;
- 2) линии текучести при оценивании мембранного эффекта упрощены до прямоугольника;
- 3) несущая способность балок и плит перекрытия рассчитываются независимо друг от друга (действует принцип суперпозиции сопротивлений);
- 4) согласно имеющимся результатам испытаний [6; 7], плиты перекрытия в балочно-плитных конструкциях балки оказывают влияние на формирование точечных пластических шарниров в балках, что в основном не учитывают при нелинейных расчётах рам. Анализ результатов экспериментальных исследований [6; 7] показал, что при

⁶ См. сноски 1 и 4.

⁷ General Services Administration (GSA). Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. – 2003.

действию равномерно распределенной нагрузки точечный пластический шарнир изгиба возникает примерно в середине балки, при этом сжимающий арочный эффект и мембранный/цепной эффект в балках может быть выражен слабо. Поэтому сжимающий арочный и цепной эффекты, развивающиеся в балках, допускается не учитывать.

Стадия изгиба, определение несущей способности балочно-плитной конструкции. При удалении *средней/внутренней колонны* линия текущей балочно-плитной несущей конструкции может быть упрощена, как показано на рисунке 1, а, б. Несущую конструкцию балочно-плитного перекрытия разделяют на пять жестких частей (дисков) ($B = 0,5L_y$, $L = 0,5L_x$), соединенных пластическими шарнирами. Пунктирная и сплошная линии обозначают линию текущей (линейный пластический шарнир) по отрицательному изгибающему моменту и линию текущей по положительному изгибающему моменту соответственно. Сплошной и разомкнутый круги обозначают отрицательный и положительный точечные пластические шарниры соответственно.

Для жестких тел 1 и 2 (см. рисунок 1, а, б) условия равновесия в направлении Y в концевом сечении плиты при равномерной нагрузке представим следующим образом:

$$(m_y + m'_y)L_x = q_1(0,5L_x \times 0,25L_y \times \frac{0,25L_y}{2} + 2 \times \frac{1}{2} \times 0,25L_x \times 0,25L_y \times \frac{0,25L_y}{3}), \quad (1)$$

где m'_y – удельный изгибающий момент, соответствующий текущей арматуры, действующий в плите в месте примыкания к балке;

m_y – удельный изгибающий момент, соответствующий текущей арматуры, действующий на границе раздела с жесткими дисками 3, 4 и 5;

q_1 – равномерно распределенная нагрузка, действующая на поверхность плиты.

Уравнение (1) можно упростить следующим образом:

$$q_1 = \frac{48(m_y + m'_y)}{L_y^2}. \quad (2)$$

Аналогичным образом для дисков 3 и 4 условия равновесия по направлению X в концевом сечении плиты можно упростить следующим образом:

$$q_2 = \frac{48(m_x + m'_x)}{L_x^2}. \quad (3)$$

Из условий равновесия всех фрагментов плиты на рисунке 1, а, несущую способность плиты перекрытия при приложении равномерно-распределенной нагрузки (q_m) можно рассчитать следующим образом [7]:

$$q_{m1} = 18 \left[\frac{(m_x + m'_x)}{L_x^2} + \frac{(m_y + m'_y)}{L_y^2} \right]. \quad (4)$$

Изгибающий момент на единицу ширины плиты (m_s) рассчитывают по упрощенной формуле:

$$m_s = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_s - \frac{0,59 \cdot A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd}}). \quad (5)$$

Для балочно-плитной конструкции сопротивление, обеспечиваемое балками, может быть определено на основе принципа виртуальной работы. Согласно [6; 7], несущая способность, обеспечиваемая балками, может быть определена по формуле:

$$q_{m2} = \frac{\frac{2(M_x + M_y + M'_x + M'_y)}{l_y}}{\frac{L_y^2}{3} + \frac{(L_x - L_y)L_y}{2}}, \quad (6)$$

где M_x, M_y – предельные положительные изгибающие моменты в балках по направлениям X и Y соответственно;

M'_x, M'_y – предельные отрицательные изгибающие моменты в балках по направлениям X и Y соответственно;

l_x и l_y – пролеты плиты перекрытия по направлениям X и Y соответственно;

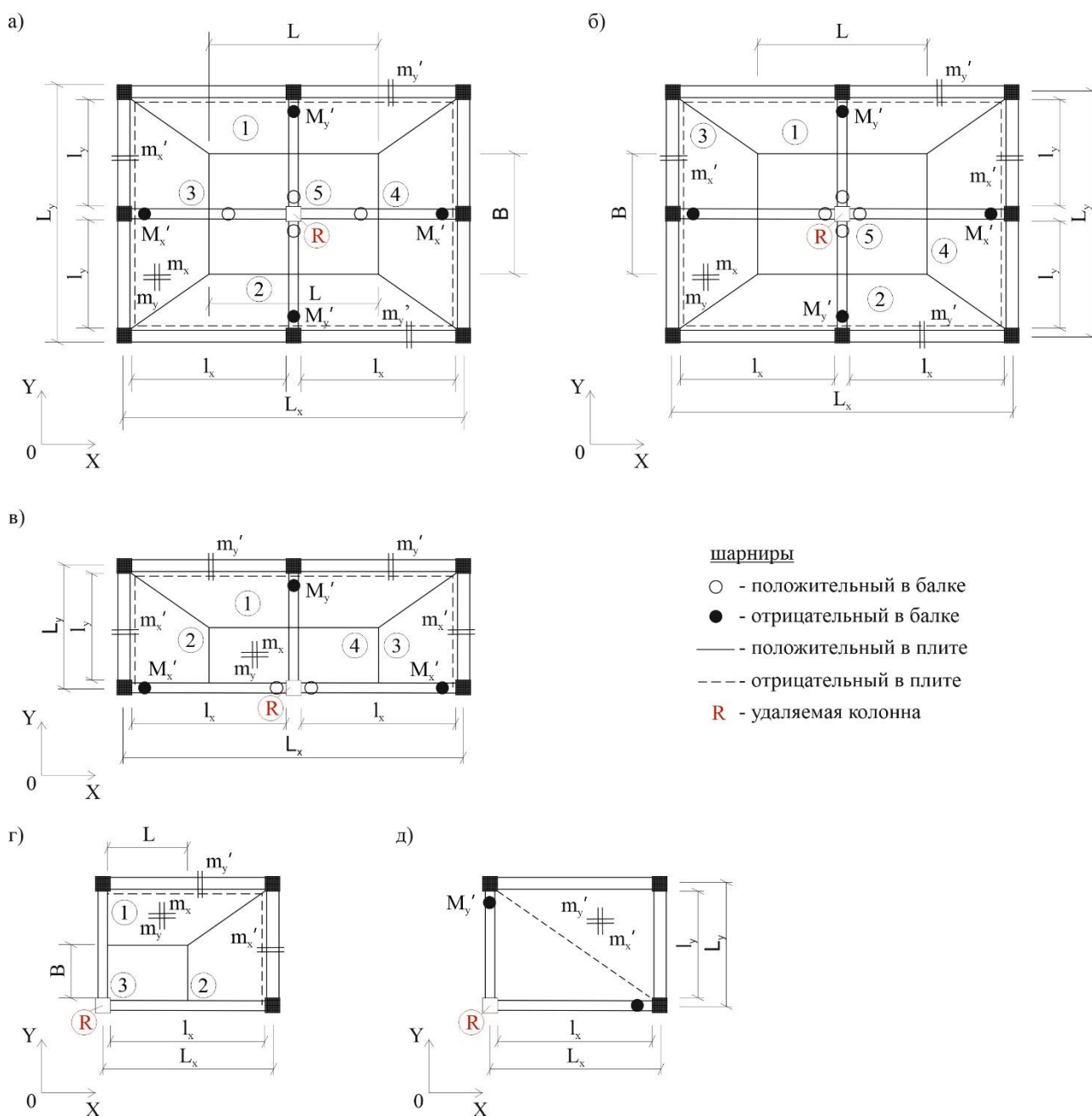
A_s – площадь сечения арматурных стержней на единицу длины;

f_{yd} – предел текучести арматурных стержней;

d_b – эффективная высота сечения балки.

Несущую способность балочно-плитной конструкции при равномерно распределенной нагрузке можно рассчитать следующим образом:

$$q_m = q_{m1} + q_{m2} \cdot \quad (7)$$



а) – удаление средней внутренней колонны (действие равномерно-распределенной нагрузки);

б) – то же, при действии сосредоточенной нагрузки; в) – удаление крайней колонны;

г) – удаление угловой колонны (действие равномерно-распределенной нагрузки);

д) – то же, при действии сосредоточенной нагрузки

Рисунок 1. – Схемы образования пластических шарниров в монолитной плитно-балочной конструкции при различных сценариях удаления колонны (по данным [7])

Аналогичным образом можно рассчитать сопротивление балочно-плитной конструкции при действии сосредоточенной нагрузки (P_m):

$$P_m = \frac{8(m_x + m'_x)L_y}{L_x} + \frac{8(m_y + m'_y)L_x}{L_y} + \frac{2(M_x + M'_x)}{l_x} + \frac{2(M_y + M'_y)}{l_y} \cdot \quad (8)$$

В случае удаления *крайней колонны* линия текущей жесткости может быть упрощена, как показано на рисунке 1, в. Плитно-балочная конструкция перекрытия разделена на четыре жестких диска ($B = 0,5L_y$, $L = 0,5L_x$). Используя тот же подход, что и при удалении центральной колонны, можно определить несущую способность балочно-плитной конструкции при действии равномерно распределенной и сосредоточенной нагрузки. Уравнения для определения несущей способности запишем следующим образом [7]:

$$q_m = \frac{18(m_x + m'_x)L_y}{L_x^2} + \frac{4,5(m_y + m'_y)}{L_y^2} + \frac{\frac{6(M_x + M'_x)}{l_x} + \frac{3M'_y}{l_y}}{L_x L_y}; \quad (9)$$

$$P_m = \frac{8(m_x + m'_x)L_y}{L_x^2} + \frac{(2m_y + m'_y)L_x}{L_y^2} + \frac{2(M_x + M'_x)}{l_x} + \frac{M'_y}{l_y}. \quad (10)$$

При условии удаления *угловой колонны* линия текущей жесткости балочно-плитной несущей конструкции при действии равномерно распределенной нагрузки может быть упрощена, как показано на рисунке 1, г, д. Несущая конструкция разделена на три жестких диска ($B = 0,5L_y$, $L = 0,5L_x$). При сосредоточенной нагрузке горизонтальные элементы в угловой зоне образуют консоль. Несущую способность балочно-плитной конструкции при действии равномерно распределенной и сосредоточенной нагрузок, приложенных в месте удаления колонны, можно считать следующим образом [7]:

$$q_m = 4,5 \left[\frac{(m_x + m'_x)}{L_x^2} + \frac{(m_y + m'_y)}{L_y^2} \right] + \frac{\frac{3M'_x}{l_x} + \frac{3M'_y}{l_y}}{L_x L_y}; \quad (11)$$

$$P_m = \frac{(m'_x + m'_y)L_d}{L} + \frac{M'_x}{l_x} + \frac{M'_y}{l_y}. \quad (12)$$

Учёт мембранного эффекта в плитах рамного каркаса. Как было показано ранее, аналитические решения, предложенные в работах⁸ [6; 7; 12–16], не учитывают влияния *арочного и мембранного эффектов*, развивающихся в плитах монолитных рамных каркасов. Это приводит к недооценке несущей способности поврежденной конструктивной системы от 20% до 30% [7].

Для учёта мембранных эффектов, создаваемых горизонтальной связевой арматурой, рассмотрим деформированное состояние фрагмента конструктивной системы с упрощенной схемой образовавшихся линейных пластических шарниров после удаления центральной колонны, как показано на рисунке 2. Для данной схемы можно выделить пять жестких тел (дисков), соединенных линейными пластическими шарнирами. Составим условия равновесия для сечения, проходящего через узел примыкания плиты к балке, рассматривая жесткие диски 1 и 2, соединенные линейными пластическими шарнирами с жесткими дисками 3, 4, 5 (см. рисунок 2):

$$n_y \times L_x \times \delta_c = q_1 (0,5L_x \times 0,25L_y \times \frac{0,25L_y}{2} + 2 \times \frac{1}{2} \times 0,25L_x \times 0,25L_y \times \frac{0,25L_y}{3}). \quad (13)$$

Или после упрощения:

$$n_y \times L_x \times \delta_c = 0,0201L_x \times L_y^2 \times q_1. \quad (14)$$

Равномерно распределенную нагрузку, действующую на перекрытие q_1 , определим из рассмотрения фрагментов 1 и 2:

$$q_1 = \frac{n_y \times \delta_c}{0,0201 \times L_y^2} = \frac{48 \times n_y \times \delta_c}{L_y^2}. \quad (15)$$

Из рассмотрения геометрических размеров деформированной схемы фрагмента (см. рисунок 2) определим зависимость, связывающую вертикальные и горизонтальные перемещения поврежденной конструктивной системы:

$$\delta_c = \sqrt{3 \times w \times 0,25L_y} = 0,25L_y \times \sqrt{\frac{12w}{L_y}}. \quad (16)$$

⁸ См. сноску 7.

Тогда:

$$q_1(w) = \frac{48 \times n_y \times 0,25L_y \times \sqrt{\frac{12w}{L_y}}}{L_y^2} = \frac{12 \times n_y \times \sqrt{\frac{12w}{L_y}}}{L_y}, \quad (17)$$

где n_y – погонное растягивающее усилие, воспринимаемое горизонтальными арматурными связями (в кН/м), установленными по направлению Y.

$q_1(w)$ – равномерно распределенная нагрузка на плиту (кН/м²), полученная из рассмотрения жёстких дисков 1 и 2.

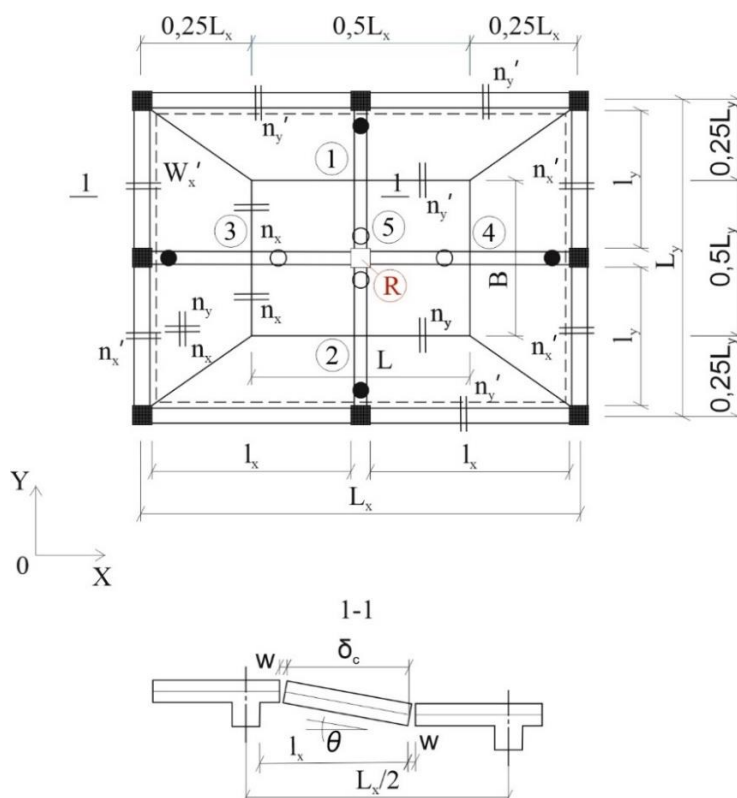


Рисунок 2. – Схема распределения пластических шарниров при определении мембранного эффекта от горизонтальных связей, расположенных в плите

Аналогично находим величину равномерно распределенной нагрузки, действующей на перекрытие для жёстких дисков 3 и 4 (см. рисунок 2):

$$q_2(w) = \frac{12 \times n_x \times \sqrt{\frac{12w}{L_x}}}{L_x}. \quad (18)$$

Согласно [7], полная нагрузка на плиту перекрытия:

$$q_{m,1} = \frac{q_1 \times 0,5 \times (L_x + 0,5L_x) \times 0,25L_y \times 2 + q_2 \times 0,5 \times (L_y + 0,5L_y) \times 0,25L_x \times 2}{L_x \times L_y} = 0,375(q_1 + q_2).$$

Получаем:

$$q_{m,3} = 4,5 \times \left[\frac{n_y \times \sqrt{\frac{12w}{L_y}}}{L_y} + \frac{n_x \times \sqrt{\frac{12w}{L_x}}}{L_x} \right]. \quad (19)$$

Предельную равномерно распределенную нагрузку определяем при $w = w_{\max} = w_{u, \text{end}}$ по формуле:

$$q_m(w_{\max}) = 4,5 \times \left[\frac{n_{x,u} \sqrt{\frac{12w_{\text{end},u}}{L_x}}}{L_x} + \frac{n_{y,u} \sqrt{\frac{12w_{\text{end},u}}{L_y}}}{L_y} \right]. \quad (20)$$

В уравнении (20) значение $w_{\text{end},u}$ принимают по диаграмме " $n_{x(y)} - w$ " для горизонтальных связей.

Нагрузку, соответствующую текучести стали арматурных связей, определяют при $w = w_{\text{edu},y}$ по формуле:

$$q_m(w_y) = 4,5 \times \left[\frac{n_{x,u} \sqrt{\frac{12w_{\text{end},y}}{L_x}}}{L_x} + \frac{n_{y,u} \sqrt{\frac{12w_{\text{end},y}}{L_y}}}{L_y} \right]. \quad (21)$$

В уравнениях (13)–(21):

$$n_{x,u} = A_{\text{si},x} \times f_{ud}; \quad (22)$$

$$n_{x,y} = A_{\text{si},x} \times f_{yd}; \quad (23)$$

$$n_{y,u} = A_{\text{si},y} \times f_{ud}; \quad (24)$$

$$n_{y,y} = A_{\text{si},y} \times f_{yd}, \quad (25)$$

где $A_{\text{si},x}, A_{\text{si},y}$ – площадь арматурных связей, приходящихся на 1 м ширины плиты перекрытия ($\text{мм}^2/\text{м}$);
 f_{yd}, f_{ud} – напряжения, соответствующие текучести, и предельные напряжения в арматурных связях.

Динамическую несущую способность плиты поврежденной конструктивной системы после удаления центральной колонны, добавляемую за счёт мембранного эффекта в горизонтальных связях, расположенных в плите, определяем в соответствии с положениями, изложенными в [5]. Для жёстких тел 1 и 2 кинематические уравнения (уравнения энергетического баланса) можно записать в виде:

$$\begin{aligned} n_{x,u} \times L_x \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max}) &= q_{1,d} (0,5L_x \times 0,25L_y \times \frac{\delta_c}{2} + 2 \times \frac{1}{2} \times 0,25L_x \times 0,25L_y \times \frac{\delta}{3}) = \\ &= q_{1,d} \times \delta_c \times 0,083 \times L_x \times L_y \end{aligned} \quad (26)$$

Тогда:

$$q_{1,d} = \frac{12 \times n_{x,u} \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max})}{\delta_c \times L_y} = \frac{12 \times n_{x,u} \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max})}{0,25 \times L_y \times L_y \times \sqrt{\frac{3w_{\max}}{0,25 \times L_y}}} = \frac{48 \times n_{x,u} \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max})}{L_y^2 \times \sqrt{\frac{12w_{\max}}{L_y}}}; \quad (27)$$

$$q_{2,d} = \frac{48 \times n_{y,u} \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max})}{L_x^2 \times \sqrt{\frac{12w_{\max}}{L_x}}}. \quad (28)$$

Полная нагрузка:

$$q_{m,dyn} = 0,375(q_{1,d} + q_{2,d}) = 18 \times \left[\frac{n_{x,u} \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max})}{L_x^2 \times \sqrt{\frac{12w_{\max}}{L_x}}} + \frac{n_{y,u} \times w_{\max} \times \zeta(w_{\max})}{L_y^2 \times \sqrt{\frac{12w_{\max}}{L_y}}} \right]. \quad (29)$$

К уравнению (29) следует ввести поправочный коэффициент 1/2. Его рассматривают как коэффициент реакции мембранной/цепной системы. Даже если арматурные связи будут демонстрировать идеально пластическую реакцию, статическое сопротивление мембранной системы будет повышаться линейно с ростом перемещений.

Окончательно получаем:

$$q_{m,dyn} = 9 \times \left[\frac{n_{x,u} \times w_{max} \times \zeta(w_{max})}{L_x^2 \times \sqrt{\frac{12w_{max}}{L_x}}} + \frac{n_{y,u} \times w_{max} \times \zeta(w_{max})}{L_y^2 \times \sqrt{\frac{12w_{max}}{L_y}}} \right]. \quad (30)$$

Валидация предложенного аналитического метода. Валидацию предложенного аналитического метода проверки живучести монолитного каркаса с учётом мембранного эффекта, реализуемого арматурными связями, расположенными в плите, выполняли с использованием результатов испытаний фрагментов перекрытия, полученных в работах [6; 7]. Испытанию подвергали фрагменты, общий вид которых, геометрические размеры и основные данные, касающиеся моделирования фрагментов перекрытия и методика проведения испытаний приведены в работе [7]. Длины пролётов составляли $L_x = 4,2$ м ($l_x = 1,92$ м); $L_y = 3,0$ м ($l_y = 1,35$ м). Толщина плиты составляла 40 мм, балки прямоугольного сечения имели размеры $b \times h = 75 \times 125$ мм. Армирование плиты составляло Ø3 S500 с шагом 100 мм ($A_s = 0,71$ мм²/мм) – нижнее армирование; Ø3 S500 с шагом 50 мм ($A_s = 1,412$ мм²/мм) – верхнее армирование. Армирование балки: низ – 2Ø6 S500; верх – 2Ø6 S500. Свойства материалов: бетон $f_{cm} = 29,6$ МПа; арматура $f_{ym} = 424$ МПа; $f_{um} = 488$ МПа.

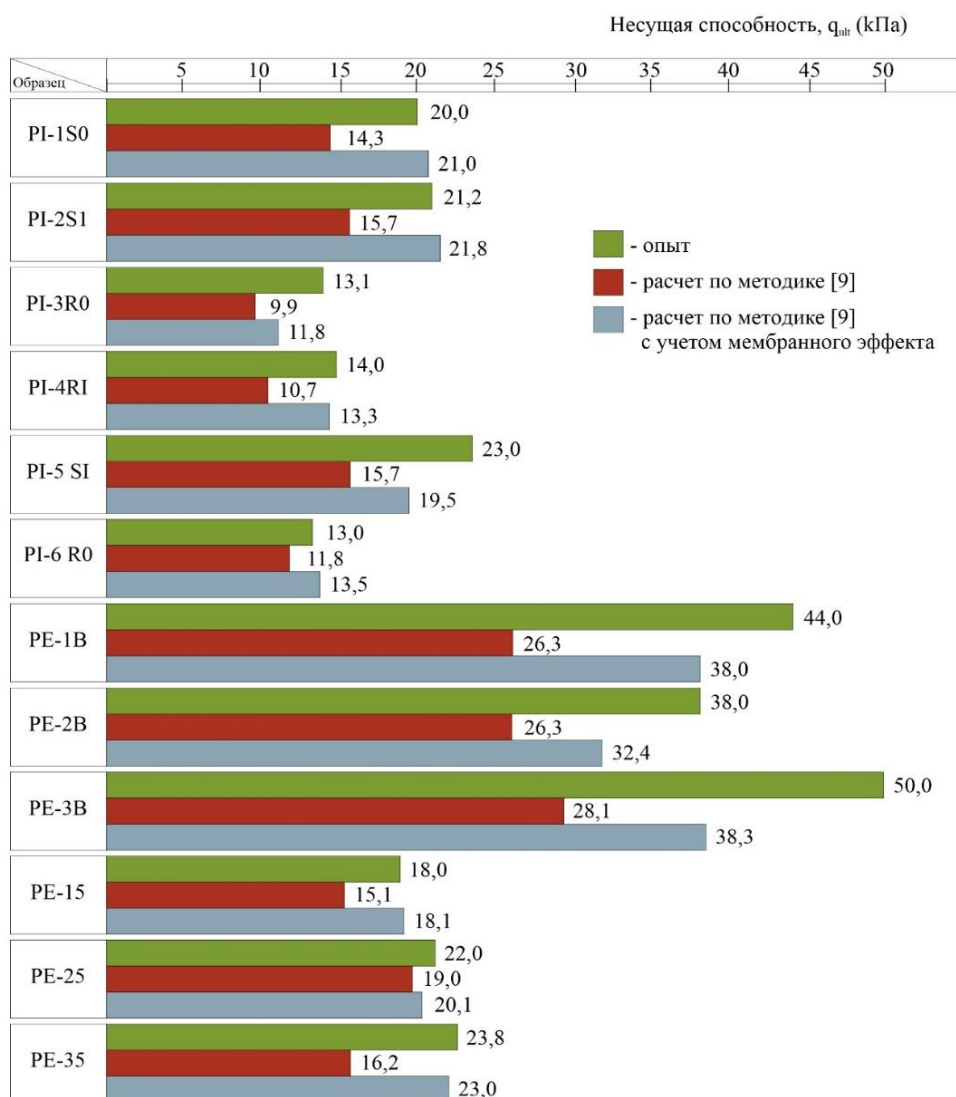


Рисунок 3. – Сравнение результатов расчёта несущей способности перекрытия после удаления колонны по аналитическому методу [7] и предложенному методу с опытными данными [6; 7]

Сравнение результатов расчёта предельного значения несущей способности и опытных данных, графически показанное на рисунках 3 и 4 и приведенное в таблице 1, позволяет утверждать, что предложенный подход, учитывающий влияние мембранного эффекта плиты, даёт хорошее совпадение (среднее значение отношения $q_{tot,th} / q_{tot,exp} = 1,08$, тогда как для аналитического метода [7], не учитывающего мембранный эффект, это отношение составляет 0,75 (на 25% снижение несущей способности, что было показано ранее).

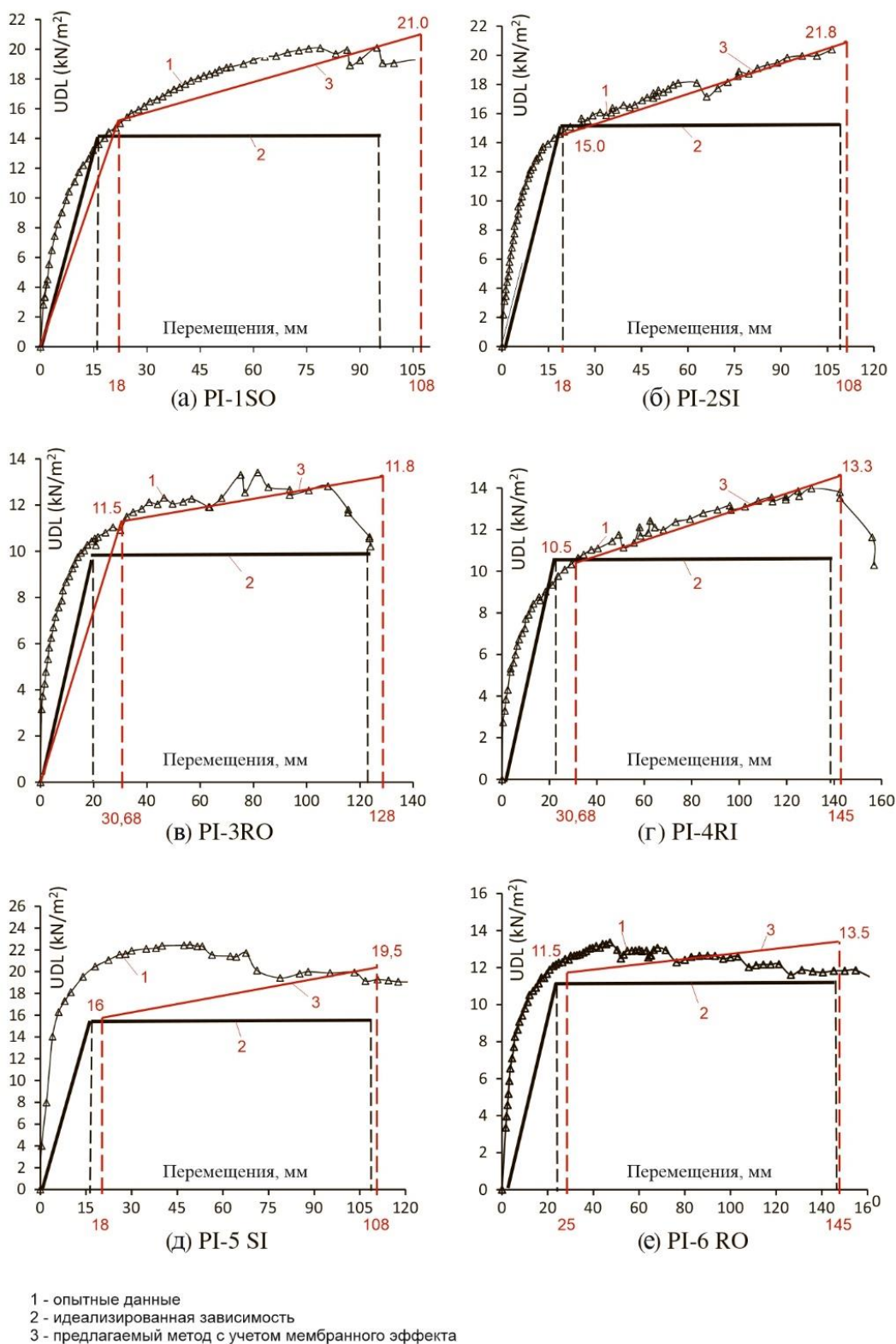


Рисунок 4. – Сравнение результатов расчёта несущей способности перекрытия после удаления колонны по аналитическому методу [7] и предложенному методу с опытными данными [6; 7] (начало)

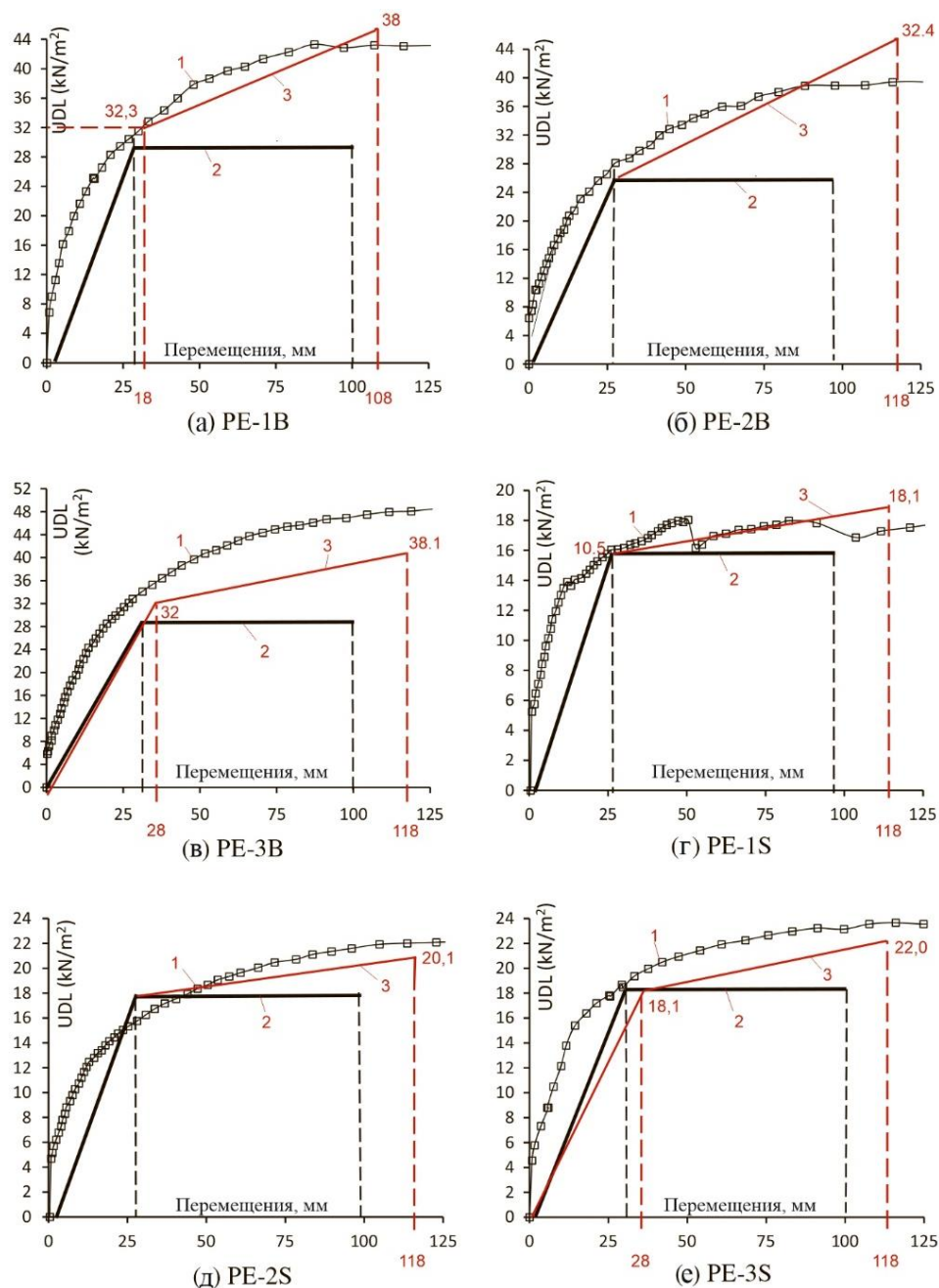


Рисунок 4. – Сравнение результатов расчёта несущей способности перекрытия после удаления колонны по аналитическому методу [7] и предложенному методу с опытными данными [6; 7] (окончание)

Таблица 1. – Сравнение результатов расчёта по предложенной методике с опытными данными из работы [7]

Обозначение	L_x/L_y (м)	несущая способность q_{ult} , (кН/м²)			(4) (3)	(5) (3)
		опыт	по методике [7]	по предл. метод.		
PI-1S0	2,85/2,85	20,0	14,3	21,0	0,715	1,05
PI-2SI	2,85/2,85	21,2	15,7	21,8	0,74	1,03
PI-3RO	4,05/2,85	13,1	9,9	11,8	0,76	0,9
PI-4RI	4,05/2,85	14,0	10,7	13,3	0,764	0,95
PI-5SI	2,85/2,85	23,0	15,7	19,5	0,68	0,847
PI-6RO	4,05/2,85	13,0	11,8	13,5	0,91	1,14
PE-1B	4,2/2,1	44,0	26,3	38,0	0,597	0,86
PE-2B	4,2/2,1	38,0	26,3	32,4	0,692	0,85
PE-3B	4,2/2,1	50,0	28,1	38,3	0,56	0,77
PE-1S	4,2/3,0	18,0	15,1	18,1	0,84	1,0
PE-2S	4,2/3,0	22,0	19,0	20,1	0,86	1,06
PE-3S	4,2/3,0	23,8	16,2	22,0	0,68	0,92
Среднее:					0,75	1,08

Заключение. На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы.

1. Разработан аналитический метод оценки живучести монолитных каркасов, позволяющий производить расчёт горизонтальных связей в балках и плитах на стадии предварительного проектирования, не прибегая к применению нелинейных численных методов, основанных на имитационном моделировании. Особенностью предложенного аналитического метода является учёт мембранного эффекта в плитах, что позволяет задействовать резервы несущей способности балочно-плитной конструктивной системы (составляющие до 30%).

2. Показано, что мембранный эффект в горизонтальных связях в монолитных плитах балочно-плитной системы рационально учитывать, главным образом, при удалении центральных (внутренних) колонн. При удалении крайних и угловых колонн рекомендуется учитывать только сопротивление от изгиба в балках и плитах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Живучесть зданий при особых воздействиях: монография / В.И. Колчунов, В.В. Тур, Н.В. Фёдорова и др.; Министерство образования Российской Федерации, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, кафедра промышленного и гражданского строительства. – М.: МИСИ-МГСУ, 2026. – 264 с.
2. Москотцева В.С. Расчёт параметра живучести железобетонных рам со сложнапряжёнными элементами // Строительство и реконструкция. – 2024. – № 1. – С. 88–98. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-88-98.
3. Колчунов В.И., Тур В.В. Направления проектирования конструктивных систем в особых расчётных ситуациях // Промышленное и гражданское строительство. – 2023. – № 7. – С. 5–15.
4. Progressive collapse of multi-story buildings due to sudden column loss – Part I: Simplified assessment framework / B.A. Izzudin, A.G. Vlassis, A.Y. Elghazouli et al. // Engineering Structures. – 2008. – № 30(5). – P. 1308–1318. DOI: 10.1016/j.engstruct.2007.07.011.
5. Tur V.V., Tur A.V., Lizahub A.A. Experimental and theoretical study of the reinforced concrete flat slabs with the central support loss // Building and Reconstruction. – 2023. – № 105(1). – P. 77–103. DOI: 10.33979/2073-7416-2023-105-1-77-103.
6. Evaluation of progressive collapse resistances of RC frame with contribution of beam, slab and infill wall / S. Shan, H. Wang, S. Li et al. // Structures. – 2023. – № 53(2). – P. 1463–1475. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.04.114.
7. Dat P.X., Hai T.K., Jun Y. A simplified approach to assess progressive collapse resistance of reinforced concrete framed structures // Engineering Structures. – 2015. – № 101. – P. 45–57. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.06.051.
8. New analytical calculation models for compressive arch action in reinforced concrete structures / X. Lu, K. Lin, C. Li et al. // Engineering Structures. – 2018. – № 168. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.04.097.
9. Shan S., Li S., Wang S. Effect of infill walls on mechanisms of steel frames against progressive collapse // Journal of Constructional Steel Research. – 2019. – № 162(9). DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.105720.
10. Effect of partial infill walls on collapse behavior of reinforced concrete frames / S. Shan, S. Li, M.M. Kose et al. // Engineering Structures. – 2019. – № 197. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109377.
11. Pham A.T., Tan K.H. Static and dynamic responses of reinforced concrete structures under sudden column removal scenario subjected to distributed loading // Journal of Structural Engineering. – 2018. – № 145(1). DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002214.
12. Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls / S. Shan, S. Li, S. Xu et al. // Engineering Structures. – 2016. – № 111. – P. 80–92. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.12.010.
13. Progressive collapse resistance of exterior reinforced concrete frames and simplified method for catenary action / X. Long, S. Wang, X.-J. Huang et al. // Engineering Structures. – 2021. – № 249(9). DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113316.
14. Yu J., Luo L.-Z., Fang Q. Structure behavior of reinforced concrete beam-slab assemblies subjected to perimeter middle column removal scenario // Engineering Structures. – 2020. – № 208. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110336.
15. Dat P.X., Hai T.K. Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures // Engineering Structures. – 2013. – № 55. – P. 107–115. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.08.039.
16. Qian K., Li B. Slab effects on response of reinforced concrete substructures after loss of corner column // ACI Structural Journal. – 2013. – № 109(6). – P. 845–869.
17. Yu J., Tan K.-H. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub assemblages // Engineering Structures. – 2013. – № 55. – P. 90–106. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.08.040.
18. Studies on secondary progressive collapse-resistance mechanisms of reinforced concrete subassemblies / M. Huang, H. Huang, R. Hao et al. // Structural Concrete. – 2021. – № 22(4). – P. 2138–2154. DOI: 10.1002/suco.202000784.

REFERENCES

1. Kolchunov, V.I., Tur, V.V., & Fedorova N.V. (2026). *Zhivuchest' zdanii pri osobykh vozdeistviyakh*. Moscow: MISI-MGSU, 2026. (In Russ.).
2. Moskovtseva, V.S. (2024). Raschet parametra zhivuchesti zhelezobetonnykh ram so slozhnonapryazhennymi elementami. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*, 1, 88–98. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-88-98. (In Russ., abstr. in Engl.).
3. Kolchunov, V.I., & Tur, V.V. (2023). Napravleniya proektirovaniya konstruktivnykh sistem v osobykh raschetnykh situatsiyakh. *Proyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*, 7, 5–15. (In Russ., abstr. in Engl.).
4. Izzudin, B.A., Vlassis, A.G., Elghazouli, A.Y., & Nethercot, D.A. (2008). Progressive collapse of multi-story buildings due to sudden column loss – Part I: Simplified assessment framework. *Engineering Structures*, 30(5), 1308–1318. DOI: 10.1016/j.engstruct.2007.07.011.
5. Tur, V.V., Tur, A.V., & Lizahub, A.A. (2023). Experimental and theoretical study of the reinforced concrete flat slabs with the central support loss. *Building and Reconstruction*, 105(1), 77–103. DOI: 10.33979/2073-7416-2023-105-1-77-103.
6. Shan, S., Wang, H., Li, S., & Wang, B. (2023). Evaluation of progressive collapse resistances of RC frame with contribution of beam, slab and infill wall. *Structures*, 53(2), 1463–1475. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.04.114.
7. Dat, P.X., Hai, T.K., & Jun, Y. (2015). A simplified approach to assess progressive collapse resistance of reinforced concrete framed structures. *Engineering Structures*, 101, 45–57. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.06.051.

8. Lu, X., Lin, K., Li, C., & Li, Y. (2018). New analytical calculation models for compressive arch action in reinforced concrete structures. *Engineering Structures*, 168. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.04.097.
9. Shan, S., Li, S., & Wang, S. (2019). Effect of infill walls on mechanisms of steel frames against progressive collapse. *Journal of Constructional Steel Research*, 162(9). DOI: 10.1016/j.jcsr.2019.105720.
10. Shan, S., Li, S., Kose, M.M., Sezen, H., & Wang, S. (2019). Effect of partial infill walls on collapse behavior of reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, 197. DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.109377.
11. Pham, A.T., & Tan, K.H. (2018). Static and dynamic responses of reinforced concrete structures under sudden column removal scenario subjected to distributed loading. *Journal of Structural Engineering*, 145(1). DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002214.
12. Shan, S., Li, S., Xu, S., & Xie, L. (2016). Experimental study on the progressive collapse performance of RC frames with infill walls. *Engineering Structures*, 111, 80–92. DOI: 10.1016/j.engstruct.2015.12.010.
13. Long, X., Wang, S., Huang, X.-J., Li, C., & Kang, S.-B. (2021). Progressive collapse resistance of exterior reinforced concrete frames and simplified method for catenary action. *Engineering Structures*, 249(9). DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113316.
14. Yu, J., Luo, L.-Z., & Fang, Q. (2020). Structure behavior of reinforced concrete beam-slab assemblies subjected to perimeter middle column removal scenario. *Engineering Structures*, 208. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110336.
15. Dat, P.X., & Hai, T.K. (2013). Membrane actions of RC slabs in mitigating progressive collapse of building structures. *Engineering Structures*, 55, 107–115. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.08.039.
16. Qian, K., & Li, B. (2013). Slab effects on response of reinforced concrete substructures after loss of corner column. *ACI Structural Journal*, 109(6), 845–869.
17. Yu, J., & Tan, K.-H. (2013). Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub assemblages. *Engineering Structures*, 55, 90–106. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.08.040.
18. Huang, M., Huang, H., Hao, R., Chen, Z., Li, M., & Deng, W. (2021). Studies on secondary progressive collapse-resistance mechanisms of reinforced concrete subassemblies. *Structural Concrete*, 22(4), 2138–2154. DOI: 10.1002/suco.202000784.

Поступила 01.06.2026

ANALYTICAL METHOD FOR CHECKING THE ROBUSTNESS OF A MONOLITHIC FRAME IN AN ACCIDENTAL DESIGN SITUATION

A. TUR
(Brest State Technical University)

Currently, increasing attention is being paid to the development of analytical methods for verifying the robustness of structural systems in accidental design situations, the use of which is particularly effective at the preliminary design stage. Studies of multi-story buildings subject to sudden column removal have shown that, instead of considering the entire frame, it is entirely acceptable to discretize the design model by identifying the damaged floor for which verification calculations are performed. Unlike existing analytical approaches, which focus primarily on the flexural resistance of beams and slabs, the proposed method takes into account the additional influence of the membrane effect in monolithic slabs surrounded by beams. It is shown that taking the membrane effect into account in slabs can increase the load-bearing capacity of beam-slab floors (in some cases, by up to 30%). It was established that the membrane effect should be considered primarily when the central (inner) column is removed, whereas when the outer and corner columns are removed, it is recommended to consider only the bending effects (due to the uncertainties of providing anchorage for horizontal ties). The comparison showed good agreement between the calculation results, taking into account the membrane effect in slabs, and the experimental data obtained during tests of floor sections.

Keywords: robustness, analytical method, frame, monolithic concrete.