



УДК 69.07

DOI: 10.22227/2949-1622.2025.4.31-43

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Несущая способность колонн железобетонных рамных каркасов в аварийной ситуации

С.Ю. Савин*

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ),
Москва, Российская Федерация

* savinsyu@mgsu.ru

Ключевые слова: живучесть, прогрессирующее обрушение, железобетон, каркас, колонна, узел

История статьи

Поступила в редакцию: 27.11.2025

Доработана: 02.12.2025

Принята к публикации: 04.12.2025

Для цитирования

Савин С.Ю. Несущая способность колонн железобетонных рамных каркасов в аварийной ситуации // Железобетонные конструкции. 2025. Т. 12. № 4. С. 31–43.

Аннотация. В процессе эксплуатации конструкции зданий и сооружений могут подвергаться аварийным воздействиям различного характера, создавая риск полного или частичного обрушения объектов строительства. В данной работе рассматривается напряженно-деформированное состояние железобетонных колонн каркасов зданий в аварийной ситуации. Напряженно-деформированное состояние таких элементов зависит от локализации начального разрушения, наличия и жесткости аутриггерных конструкций, расположения диафрагм жесткости, стадий работы конструкций перекрытий в аварийной ситуации. С использованием уровневых моделей получены параметрические точки диаграмм деформирования железобетонных колонн при различных комбинациях усилий. Эти диаграммы могут быть использованы при задании параметрических зависимостей для описания работы линейных пластических шарниров в рамках процедуры нелинейного расчетного анализа.

Resistance of Reinforced Concrete Columns in Framed Structures at Accidental Design Situation

S.Yu. Savin*

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation

* savinsyu@mgsu.ru

Keywords: robustness, progressive collapse, reinforced concrete, frame, column, joint

Article history

Received: 27.11.2025

Revised: 02.12.2025

Accepted: 04.12.2025

Abstract. During operation, building and structural systems may be subjected to various types of accidental actions, creating a risk of complete or partial collapse. This study investigates the stress-strain state of reinforced concrete columns in building frames under emergency conditions. The stress-strain state of such elements depends on the localization of the initial failure, the presence and stiffness of outrigger structures, the location of shear walls, and the stages of floor structure behavior in an accidental situation.

© Савин С.Ю., 2025



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Сергей Юрьевич Савин, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 1301-4838, Scopus: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, ORCID: 0000-0002-6697-3388, E-mail: suwin@yandex.ru

For citation

Savin S.Yu. Resistance of Reinforced Concrete Columns in Framed Structures at Accidental Design Situation. *Reinforced concrete structures*. 2025; 4(12):31-43.

Using multi-level models, deformation diagrams for reinforced concrete columns under various combinations of forces have been obtained. These diagrams can be used to define parametric dependencies for special non-linear two-node finite elements modeling linear plastic hinges.

ВВЕДЕНИЕ

Эксплуатируемые здания и сооружения могут испытывать аварийные воздействия разной природы, что создает угрозу их полного или частичного обрушения. При неопределенности характеристик исходного воздействия зачастую невозможно или экономически нецелесообразно избежать локальных разрушений элементов конструктивной системы. В этой связи особую важность приобретает задача недопущения прогрессирующего обрушения всей несущей системы, инициированного непредвиденным аварийным событием. В российской [1] и международной практике [2–5] для защиты от подобных сценариев объектов повышенного уровня ответственности и зданий с массовым пребыванием людей доминирует проектная стратегия, заключающаяся в ограничении распространения разрушений по каркасу после гипотетического отказа одного или нескольких ключевых элементов. Данный подход является универсальным относительно типа угрозы, но предполагает назначение начального локального разрушения для последующего анализа устойчивости конструктивной системы к обрушению.

В данной работе рассматривается напряженно-деформированное состояние железобетонных колонн каркасов зданий в аварийной ситуации. Вертикальные элементы, такие как колонны и пилоны, являются наиболее ответственными элементами каркасов зданий с точки зрения защиты от прогрессирующего обрушения, поскольку их разрушение связано с высоким риском инициации последующей цепочки отказов (непропорционального обрушения). В работах Н.Н. Трекина, Э.Н. Кодыша, О.С. Щедрина [6] выполнен анализ ответственности вертикальных элементов каркасов. Выводы, полученные в исследовании, позволяют сформулировать рекомендации для проектирования ключевых элементов. В работах А.Г. Тамразяна, А.В. Алексейцева и др. [7–9] приводятся модели и результаты расчета ключевых элементов при комбинированных особых воздействиях. В работах В.И. Колчунова и др. [10, 11] приводятся расчетные модели вертикальных элементов, испытывающих сложное сопротивление — внецентренное сжатие и кручение в аварийной ситуации. Вместе с тем метод проектирования ключевых элементов не во всех случаях позволяет гарантировать защиту зданий и сооружений от непропорционального разрушения, особенно при аномальных событиях, не поддающихся прогнозированию.

Напряженно-деформированное состояние вертикальных элементов поврежденной конструктивной системы зависит от локализации начального разрушения, наличия и жесткости аутриггерных конструкций, расположения диафрагм жесткости, стадий работы конструкций перекрытий в аварийной ситуации. В связи с этим целью исследования является идентификация механизмов разрушения колонн железобетонных каркасов зданий в результате аварийной ситуации и построение расчетных моделей и критериев для оценки их несущей способности.

Sergei Yu. Savin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 1301-4838, Scopus: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, ORCID: 0000-0002-6697-3388; E-mail: suwin@yandex.ru

МЕТОД

Для расчетного анализа поведения железобетонного каркаса здания в аварийной ситуации в соответствии с работами [12–14] выделяются следующие взаимосвязанные уровни деформирования (рис. 1).

- Уровень 1 — каркас здания в целом.
 - Уровень 2 — фрагмент каркаса в зоне возможного локального разрушения.
 - Уровень 3 — элементы в зоне возможного локального разрушения с учетом наложенных на них связей, учитывающих взаимодействие и эффективное включение в работу каркаса.
 - Уровень 4 — приопорные зоны элементов и конструктивные узлы, приобретающие в аварийной ситуации повышенную деформативность и конструктивную нелинейность.
- Уровневый анализ деформирования железобетонных рамных каркасов зданий в запредельных состояниях, возникающих в результате аварийной ситуации, позволяет обеспечить рациональное проектирование защиты от прогрессирующего обрушения за счет учета резервов глобального сопротивления конструктивной системы.



Рис. 1. Связь уровней деформирования и системы критериев
Fig. 1. Relationship of deformation levels to the system of criteria

На первом уровне (рис. 2, а) определяются параметры взаимодействия фрагмента конструктивной системы (рис. 2, b) в зоне возможно локального разрушения [12] с остальной частью каркаса здания. В рамках расчетной модели второго уровня рассматривается поведение конструкций (рис. 2, c) с учетом специфических стадий напряженно-деформированного состояния, в то время как для остальной части каркаса взаимодействия рассматриваются в предположении условно нелинейной работы элементов и узлов (назначаются эффективные параметры жесткости в рамках линейной процедуры расчетного анализа), либо принимаются такими же как для элементов расчетной схемы второго уровня. Элементы, обеспечивающие пространственную жесткость, такие как диафрагмы жесткости, как правило не входят в расчетную

модель второго уровня, однако учитываются опосредованно через наложение системы связей на фрагмент конструктивной системы [15]. При выполнении численного моделирования по МКЭ оценка несущей способности таких плоскостных элементов требует использования обобщенных деформационных или силовых критериев, т.е. по сути рассмотрения задачи на двух уровнях: на уровне отдельного конечного элемента и его разрушения; на уровне конструкции и потери ее несущей способности. В качестве варианта такого критерия в работе [16] рассмотрено использование коэффициента допустимых повреждений, определяемого через коэффициент пластичности по деформациям. В случае применения процедуры нелинейного анализа могут быть также использованы критерии технического состояния железобетонных конструкций (угол поворота, перекося, силовые факторы), представленные в FEMA 356 [17] применительно к столбам диафрагм и их сегментам, подверженным изгибу в своей плоскости или перекося при действии сдвигающих сил.

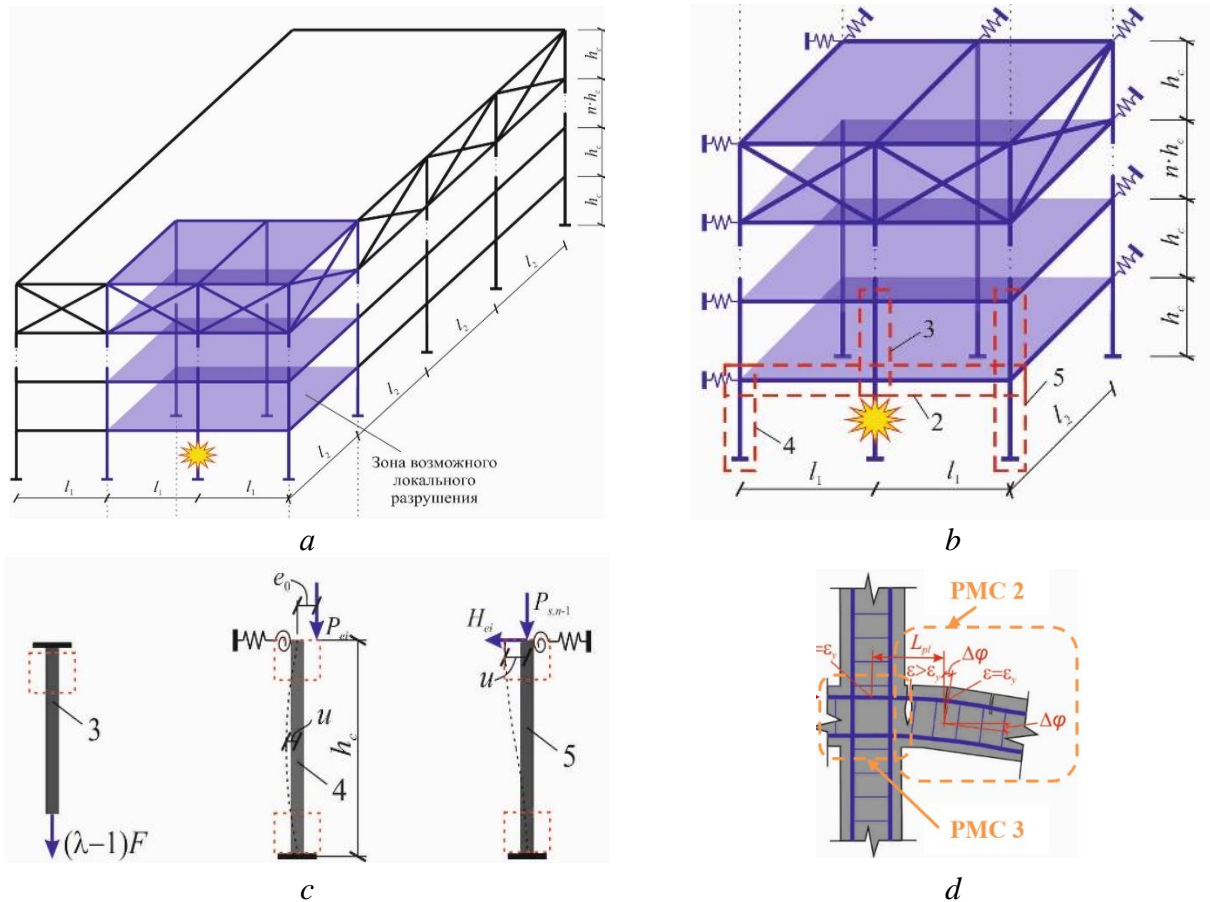


Рис. 2. Многоуровневый анализ деформирования железобетонных рамных каркасов зданий в аварийной ситуации: *a* — примеры расчетных схем первого уровня; *b* — расчетные схемы второго уровня; *c* — расчетные схемы третьего уровня; *d* — расчетные схемы четвертого уровня

Fig. 2. Multilevel analysis of reinforced concrete building frame deformation in an emergency scenario: *a* — examples of first-level computational models; *b* — second-level computational models; *c* — third-level computational models; *d* — fourth-level computational models

Анализ поведения конструкций в условиях, выходящих за пределы нормальной эксплуатации, требует выхода за рамки традиционных расчетных моделей. Стандартные подходы, основанные на гипотезах о работе сечений в нормальных условиях, становятся неприменимыми, поскольку нарушаются их ключевые предпосылки. В этих состояниях для гарантии несущей способности необходимо учитывать комплекс явлений: формирование односторонних связей

(конструктивная нелинейность), значительные перемещения (геометрическая нелинейность), а также отказ от гипотезы плоских сечений из-за развития трещин и перехода материалов в пластическую стадию работы (физическая нелинейность). Учет этих факторов обосновывает введение в анализ дополнительного иерархического уровня, описывающего деформирование критического сечения элемента или, в случае работы железобетона с трещинами, — участка элемента с трещинами.

Согласно данным теоретических и экспериментальных исследований [18, 19], такой уровень включает узлы рам и примыкающие к ним зоны ригелей и колонн (рис. 2, *d*). Однако в указанных работах были недостаточно изучены особенности деформирования в запредельных состояниях — диапазоне работы конструктивной системы после превышения критериев первой группы предельных состояний. Этот диапазон может включать несколько дополнительных стадий работы конструкций (арочный эффект, работа по типу висячей системы). Термин «особое предельное состояние» (как и другие группы предельных состояний) предполагает некоторое фиксированное состояние конструкций, после превышения которого они перестают удовлетворять установленным требованиям. Таким образом, запредельное состояние можно определить как диапазон работы конструкций от достижения предельного состояния первой группы для элемента или группы элементов до достижения особого предельного состояния.

В рамках построения расчетных моделей четвертого уровня введем ряд рабочих предположений:

- диаграмма работы сжатого бетона в общем случае описывается полиномиальной зависимостью, позволяющей с достаточной точностью описать поведение как на восходящей, так и нисходящей ветви деформирования. Однако в данной работе для получения более наглядных аналитических зависимостей применительно к внецентренно сжатым элементам использована билинейная равновесная диаграмма, которая менее точна при оценке деформированного состояния;
- работа растянутого бетона на участке с трещинами не учитывается в запас несущей способности;
- в запредельном состоянии отклонение колонны от вертикального положения под действием нагрузки определяется углом поворота в линейном пластическом шарнире. Для описания поведения линейного пластического шарнира используются зависимости между проскальзыванием арматуры и напряжениями в ней согласно Model Code 2010 [20];
- для сцепления арматуры с бетоном в пределах длины пластического шарнира принимается осредненное значение $\tau_{bm,pl} = 0,27 \tau_{b,max}$ согласно Model Code 2010 [20];
- гипотеза плоских сечений соблюдается по границам участка передачи усилий с арматуры на бетон, а внутри этого участка, в том числе в пределах длины пластического шарнира, соблюдается для средних значений относительных деформаций в сжатом бетоне и растянутой арматуре.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Работа колонн как растянутых элементов

При наличии в каркасе здания аустригерных конструкций в железобетонных колоннах, расположенных непосредственно над местом начального локального разрушения, практически на

всю высоту здания или в пределах блока, ограниченного по высоте здания аутригерами, возникнут растягивающие продольные силы. До образования трещин в колонне ее можно рассматривать как абсолютно жесткое тело в направлении продольной оси. После того как нарушится условие:

$$N \leq N_{crc}, \quad (1)$$

в колонне образуются трещины, и ее напряженно-деформированное состояние и разрушение будут определяться сцеплением арматуры с бетоном на участке с трещинами. При этом в различных бетонах (обычные, высокопрочные, легкие, дисперсно-армированные), как было отмечено в работе [21], в процессе деформирования может образоваться как сеть нерегулярных трещин, так и единичная критическая трещина. Это существенно влияет на деформирование и разрушение растянутых, изгибаемых и внецентренно сжатых элементов и должно учитываться в их расчете. Образование единичной трещины в высокопрочных бетонах сопряжено с высвобождением усилий, которые в некоторых случаях не могут быть перераспределены и уравновешены усилиями в бетоне. В результате образовавшаяся трещина может стать сквозной и привести к потере несущей способности элемента.

Возникающие в результате образования трещин динамические эффекты могут быть оценены с использованием кусочно-линейной зависимости между продольным усилием и удлинением для монотонного квазистатического нагружения из положений энергетического баланса. Для случая $N_y < N \leq N_u$ соотношения энергетического баланса для максимального динамического раскрытия трещины примут вид:

$$N_{st} w_{crc,d} = \frac{N_{crc}}{2} w_{crc,0} + \frac{N_{crc} + N_y}{2} (w_{crc,y} - w_{crc,0}) + \frac{N_y + N_d}{2} (w_{crc,d} - w_{crc,y}). \quad (2)$$

Отсюда, полагая растяжимость элемента до образования трещин равной нулю: $w_{crc,0} = 0$, получим выражение для динамической продольной силы:

$$N_d = \begin{cases} 2N_{st} - N_{crc}, & \text{если } N_d \leq N_y; \\ 2N_{st} \frac{k_{pl,crc}}{k_{pl,crc} - 1} - (N_y + N_{crc}) \frac{1}{k_{pl,crc} - 1} - N_y, & \text{если } N_d > N_y, \end{cases} \quad (3)$$

где $k_{pl,crc}$ — коэффициент пластичности [16], определяемый в формуле (3) относительно суммарной ширины раскрытия трещин или, иными словами, — удлинения элемента при растяжении:

$$k_{pl,crc} = \frac{w_{crc,d}}{w_{crc,y}}. \quad (4)$$

В формуле (3) $w_{crc,d}$ — суммарная ширина раскрытия трещин или ширина раскрытия единичной трещины при текущем уровне динамической продольной силы; $w_{crc,y}$ — суммарная ширина раскрытия трещин при напряжениях в продольной рабочей арматуре элемента $\sigma_s = R_{sn}$. Следует заметить, что в выражениях (2) в запас несущей способности считается, что до достижения текучести в арматуре элемент с трещинами демонстрирует линейную зависимость между усилиями и деформациями, что в общем случае не так. Для оценки эффектов рассеивания энергии на этапе деформирования при $N_{crc} \leq N \leq N_y$ необходимо учитывать нелинейную зависимость

между напряжениями или соответствующими относительными деформациями в арматурном стержне и шириной раскрытия трещин, например, согласно зависимостям Model Code [20], рассмотренным в работе [22].

Чтобы получить аналитические зависимости для параметрических точек кусочно-линейной диаграммы воспользуемся моделями железобетонных элементов с трещинами, представленными в работах Вл.И. Колчунова [18, 19, 21] и в Model Code [20]. Запишем выражения для параметрических точек диаграммы деформирования в координатах «продольная сила – суммарная ширина раскрытия трещин»:

- до образования трещин, т.е. $w_{crc,0} = 0$:

$$N = N_{crc} = R_{bm}(A + 2\alpha A_{s,tot}); \quad (5)$$

- в конце упругой стадии работы арматуры:

$$N = N_y = R_{sn}A_{s,tot}; \quad (6)$$

$$w_{crc,y} = 0,576 \left(\frac{d_s R_s^2}{\tau_{b,max} E_s} \right)^{0,714} + 4d_s \frac{R_s}{E_s}; \quad (7)$$

- в момент разрыва арматуры:

$$N = N_u = R_{sun}A_{s,tot}; \quad (8)$$

$$w_{crc,u} = \frac{R_{su} - R_s}{\tau_{bm,pl}} \frac{d_s \varepsilon_{su}}{4} + 0,576 \left(\frac{d_s R_s^2}{\tau_{b,max} E_s} \right)^{0,714} + 4d_s \frac{R_s}{E_s}. \quad (9)$$

Представленные аналитические зависимости позволяют оценить предельную эксплуатационную статическую нагрузку, которая может быть воспринята элементом при внезапных структурных изменениях, сопровождающихся приложением динамической растягивающей нагрузки:

$$N_{st,u} = \frac{N_y + N_{crc}}{2} \frac{1}{k_{pl,crc,u}} + \frac{N_u + N_y}{2} \frac{k_{pl,crc,u} - 1}{k_{pl,crc,u}}, \quad (10)$$

где $k_{pl,crc,u}$ — предельное значение коэффициента пластичности для рассматриваемого железобетонного элемента при условно центральном растяжении:

$$k_{pl,crc,u} = \frac{w_{crc,u}}{w_{crc,y}}. \quad (11)$$

Динамическая ширина раскрытия трещины может быть определена интерполяцией между значениями, вычисленными по формулам (7), (9), в зависимости от величины действующего усилия N .

Помимо проверки усилий в арматурных стержнях в трещине следует также проверить условие обеспечения анкеровки растянутой арматуры в соответствии с СП 63.13330 [23] с учетом наличия ее соединений внутри рассматриваемого элемента и по высоте каркаса. При этом к длине анкеровки по СП 63.13330 [23] добавляется длина участка, на котором арматура работает в пластической стадии:

$$L_{pl} = \frac{R_{su} - R_{sn}}{\tau_{bm,pl}} \frac{d_s}{4}. \quad (12)$$

Для учета влияния деформирования растянутых элементов с трещинами на смежные колонны и ригели ниже расположенных этажей может быть использована секущая жесткость, определяемая по кусочно-линейной диаграмме, описываемой выражениями (5)–(9). В случае необходимости определения интегральной жесткости нескольких последовательно соединенных элементов по высоте каркаса необходимо сложить податливости растянутых элементов с трещинами. При этом жесткости раскрепляющих из плоскости элементов (например, ригелей) необходимо суммировать с секущей жесткостью колонны в пределах одного этажа.

Работа колонн при внецентренном сжатии

Определим характерные точки диаграммы «момент – угол поворота в пластическом шарнире» для внецентренно сжатых элементов в зоне возможного локального разрушения с тем, чтобы получить параметрические зависимости для назначения жесткостей специальным конечным элементам нелинейно упругих связей или использовать их непосредственно в расчете конструкций. Здесь следует иметь в виду, что если продольная сила выше некоторого значения (случаи малых эксцентриситетов), то в предельном состоянии происходит хрупкое разрушение элемента без образования пластического шарнира. Рассмотрим внецентренно сжатую железобетонную колонну (рис. 3).

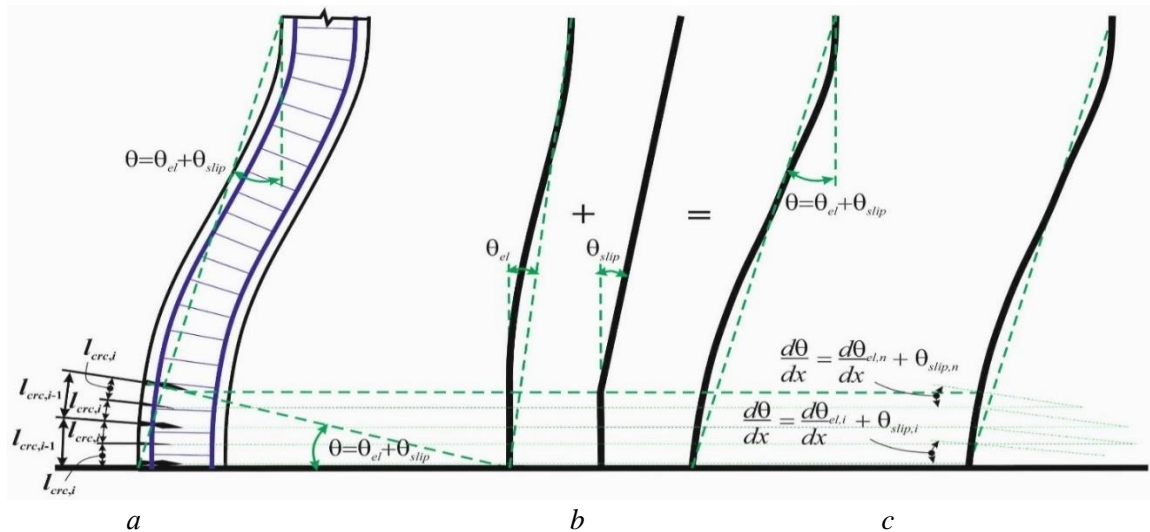


Рис. 3. Деформированное состояние внецентренно сжатого элемента (колонны) с трещинами в растянутой зоне: *a* — общий вид; *b* — расчетная схема с учетом линейного пластического шарнира; *c* — расчетная схема с учетом дискретных поворотов в сечениях с трещинами

Fig. 3. Deformed state of an eccentrically compressed element (column) with cracks in the tension zone: *a* — general view; *b* — computational model considering a linear plastic hinge; *c* — computational model considering discrete rotations in cracked sections

Непосредственно перед образованием нормальной трещины в опорном сечении колонны изгибающий момент и угол поворота на участке длиной L_{pl} :

$$M_{crc} = R_{bm}W_{pl} \pm Ne; \quad (13)$$

$$\varphi_{crc} = \int_0^{L_{pl}} \frac{M(x)}{EI_{red}} dx, \quad (14)$$

где R_{btm} — нормативное сопротивление бетона одноосному растяжению;

W_{pl} — упругопластический момент сопротивления сечения;

N — продольная сила в ригеле, принимаемая со знаком «+» при сжатии и со знаком «-» при растяжении;

e — расстояние от центра тяжести сечения до наиболее удаленной ядровой точки;

L_{pl} — предельная длина пластического шарнира, определяемая из условия:

$$L_{pl} = \frac{\sigma_s - R_{sn}}{\tau_{bm,pl}} \frac{d_s}{4}, \quad (15)$$

где $\sigma_s > R_{sn}$ — напряжения в растянутой арматуре, соответствующие несущей способности элемента при заданной величине продольной силы.

Зависимости (13), (14) соответствуют практически упругой работе железобетонной колонны. Так же, как и в расчете ригелей [14] использование здесь предельной длины линейного пластического шарнира при заданной величине продольной силы позволяет получить параметрическую зависимость для стадий работы элемента до его разрушения без необходимости корректировки длины пластического шарнира с учетом ее фактического изменения в запредельном состоянии по мере изменения изгибающего момента.

В момент достижения текучести в растянутой арматуре колонны на приопорном участке получим:

$$M_y = \sigma_b b h_0^2 \xi \left\{ \lambda \left(1 - \frac{1}{2} \lambda \xi \right) + \frac{1 - \lambda}{2} \left[1 - \frac{1 + 2\lambda}{3} \xi \right] \right\} + \\ + \left[\sigma_b \alpha A'_s \left(1 - \frac{a'}{h_0 \xi} \right) - \frac{N}{2} \right] (h_0 - a'); \quad (16)$$

$$\varphi_y = L_{pl} \left(\frac{1}{r} \right)_{crc}. \quad (17)$$

В формуле (16) приняты следующие обозначения:

$$\sigma_b = \varepsilon_b E_{b,red}, \quad (18)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b,red}}, \quad (19)$$

$$\lambda = 1 - \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b,red}}, \quad (20)$$

$$\sigma_{sc} = \sigma_b \alpha \left(1 - \frac{a'}{h_0 \xi} \right). \quad (21)$$

Остальные обозначения соответствуют общепринятым по СП 63.13330 [23].

Относительная высота сжатой зоны ξ здесь определяется в предположении о трапециевидном профиле эпюры напряжений в сжатом бетоне. В частном случае такая эпюра напряжений сводится к треугольной, обеспечивая единообразие полученной зависимости для различных стадий напряженно-деформированного состояния. С учетом гипотезы плоских сечений для средних относительных деформаций на участке с трещинами, в том числе в пределах линейного пластического шарнира (при наличии):

$$\frac{\varepsilon_b \Psi_b}{\xi_m} = \frac{w_{crc}}{L_{pl}} \frac{1}{1 - \xi_m}. \quad (22)$$

Отсюда с учетом (17) получим:

$$\sigma_b = \frac{w_{crc}}{\Psi_b L_{pl}} \frac{\xi_m}{1 - \xi_m} E_{b,red}, \quad (23)$$

где w_{crc} определяется из зависимостей, приведенных в работе [14].

Относительную высоту сжатой зоны найдем из решения уравнения, подставляя (23):

$$\sigma_b b h_0 \xi \frac{\lambda + 1}{2} + \sigma_b \alpha_s' \left(1 - \frac{a'}{h_0 \xi} \right) - \sigma_s A_s - N = 0, \quad (24)$$

Кривизна $\left(\frac{1}{r} \right)_{crc}$ в формуле (17) по длине линейного пластического шарнира L_{pl} принята

постоянной. Она определяется по средним относительным деформациям в сжатом бетоне и растянутой арматуре на участке между соседними трещинами (или передаче усилий с арматуры на бетон при единичных трещинах):

$$\left(\frac{1}{r} \right)_{crc} = \frac{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{bm}}{h_0} = \frac{M_y - 0,8M_{crc}}{E_s A_s z_s h_0} + \frac{0,9M_y}{E_{b,red} A_b z_s h_0}. \quad (25)$$

где z_s , A_b — плечо внутренней пары сил и площадь сжатого бетона, определяемые из расчета по предельным усилиям.

Предельное значение изгибающего момента при пластической стадии работы арматуры определяется из формулы (16) при $\sigma_s > R_{sn}$. Предельный угол поворота определим из выражения:

$$\varphi_u \cong \frac{w_{crc,u}}{h_0 - x} = w_{crc,u} \frac{\xi}{1 - \xi}, \quad (26)$$

где $w_{crc,u}$ определяется из формулы (9) с учетом замены R_{su} на σ_s .

Динамические эффекты, вызванные внезапным приложением нагрузки (например, при переходе конструкций перекрытий к сопротивлению по типу висячей системы), могут быть оценены с использованием кусочно-линейной зависимости между изгибающим моментом и углом поворота в пластическом шарнире (или средней кривизной по длине пластического шарнира) из положений энергетического баланса:

$$M_d = \begin{cases} 2M_{st}, & \text{если } M_d \leq M_{crc}; \\ \left(2M_{st} k_{pl,\varphi} - M_{crc} k_{pl,\varphi,crc} \right) \frac{1}{k_{pl,\varphi} - k_{pl,\varphi,crc}} - M_{crc}, & \text{если } M_{crc} < M_d \leq M_y; \\ \left[2M_{st} k_{pl,\varphi} - M_{crc} k_{pl,\varphi,crc} - (M_y + M_{crc})(1 - k_{pl,\varphi,crc}) \right] \frac{1}{k_{pl,\varphi} - 1} - M_y, & \text{если } M_y < M_d \leq M_u, \end{cases} \quad (27)$$

где $k_{pl,\varphi}$, $k_{pl,\varphi,crc}$ — коэффициенты пластичности при текущем уровне нагрузки и при нагрузке, вызывающей образование трещин:

$$k_{pl,\varphi} = \frac{\varphi_d}{\varphi_y}; \quad k_{pl,\varphi,crc} = \frac{\varphi_{crc}}{\varphi_y} < 1. \quad (28)$$

Для коротких колонн при больших эксцентриситетах нагрузки необходимо выполнять проверку прочности при действии поперечных сил в соответствии с требованиями СП 63.13330 [23].

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Предложена иерархия расчетных моделей для анализа глобального сопротивления железобетонных каркасов зданий в аварийной ситуации, вызванной начальным локальным разрушением. Рассмотрены механизмы разрушения колонн при действии растягивающей продольной силы и при внецентренном сжатии.

2. С использованием уровневых моделей получены параметрические точки диаграмм деформирования железобетонных колонн при различных комбинациях усилий. Эти диаграммы могут быть использованы при задании параметрических зависимостей для описания работы линейных пластических шарниров в рамках процедуры нелинейного расчетного анализа.

3. На основе параметрических точек диаграмм деформирования железобетонных колонн при растяжении и внецентренном сжатии получены выражения для динамической продольной силы и изгибающего момента, связанные со значениями этих усилий от действия статической нагрузки во вторичной расчетной схеме поврежденной конструктивной системы.

4. Полученные результаты могут быть использованы в практических расчетах при проектировании железобетонных рамных каркасов для подбора и обоснования конструктивных решений, обеспечивающих живучесть зданий при аварийных воздействиях.

БЛАГОДАРНОСТИ

Исследование выполнено за счет гранта Российского научного фонда № 24-49-10010, URL: <https://rscf.ru/project/24-49-10010/>

This work was supported by the Russian Science Foundation grant No. 24-49-10010, URL: <https://rscf.ru/project/24-49-10010/>

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 385.132580.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. М. : Минстрой России, Стандартинформ, 2018.
2. UFC. UFC 4-023-03. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse // Design of Buildings To Resist Progressive Collapse. 2016. No. November. Pp. 34–37.
3. General Services Administration Alternate Path Analysis & Design Guidelines For Progressive Collapse Resistance Approved For Public Release; Distribution Unlimited GSA Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. 2013.
4. ASCE/SEI 76-23. Standard for mitigation of disproportionate collapse potential in buildings and other structures. 2023.
5. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7: eurocode 1 – actions on structures – part 1–7: general actions – accidental actions. Brussels (Belgium) : CEN, 2006.
6. Trekin N., Kodysh E., Shchedrin O. Clarification of the coefficient of responsibility K₀ when calculating earthquake resistance for individual structural elements (columns) of multi-storey monolithic reinforced concrete frame buildings (in the order of discussion) // Earthquake Engineering. Construction Safety. 2021. No 4. Pp. 8–18.
7. Алексейцев А.В. Анализ устойчивости колонны при горизонтальных ударных воздействиях // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 2. № 2. С. 3–12.
8. Тамразян А.Г. и др. Несущая способность коррозионно-поврежденных сжатых железобетонных элементов при поперечном нагружении // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 9. С. 5–11.
9. Тамразян А.Г. Технология расчета железобетонных конструкций при пожаре после землетрясения // Бетон и железобетон. 2020. Т. 601. № 1. С. 49–56.
10. Kolchunov V.I., Savin S.Yu., Amelina M.A. Stability of a reinforced concrete column under compression with torsion caused by accidental action // Building and Reconstruction. 2024. No. 2. Pp. 59–73.

11. Колчунов В.И., Амелина М.А. Деформирование внецентренно сжатого и испытывающего кручение железобетонного элемента // Научный журнал строительства и архитектуры. 2025. № 2 (78). С. 11–25. EDN ZVXIPZ.
12. Савин С.Ю. Уровни напряженно-деформированного состояния конструкций железобетонных рам при аварийных воздействиях // Известия вузов. Строительство. 2025. № 6 (798). С. 5–21.
13. Savin S.Yu. Stages of Resistance of Reinforced Concrete Frames in Accidental Design Situation // Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings. 2025. Т. 21. № 4. С. 321–333.
14. Савин С.Ю., Лизогуб А.А. Деформирование приопорных зон ригелей железобетонных рамных каркасов в запредельных состояниях // Строительство и реконструкция. 2025. № 6. С. 36–46. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-122-6-2
15. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов : учебное пособие для вузов. М. : Стройиздат, 1977. 223 с.
16. Kabatsev O.V., Mitrovich B. Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse // MATEC Web of Conferences. 2018. Vol. 251. P. 02047.
17. Federal emergency management agency FEMA 356. November 2000 Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.
18. Колчунов В.И. Метод расчетных моделей сопротивления для железобетона // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2023. Т. 19. № 3. С. 261–275. DOI: 10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275
19. Колчунов В.И., Федоров В.С. Понятийная иерархия моделей в теории сопротивления строительных конструкций // Промышленное и гражданское строительство. 2020. С. 16–23. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.08.16-23
20. FIB Model Code 2010. CEB and FIP, 2011.
21. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Yu., Moskovtseva V.S. Analytical Model of Crack Opening in Reinforced Concrete Structures Based on DCE. Buildings 2025, 15, 2096. DOI: 10.3390/buildings15122096
22. Tur V.V., Tur A.V., Lizahub A.A. Checking of the robustness of precast structural systems based on the energy balance method // Vestnik MGSU. 2021. No. 8. Pp. 1015–1033.
23. СП 63.13330.2018. СНиП 52-01–2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М. : Минстрой РФ, 2020. 150 с.

REFERENCES

1. SP 385.1325800.2018. Protection of Buildings and Structures against Progressive Collapse. Design Rules. Basic Provisions. Moscow, Ministry of Construction of Russia, Standardinform, 2018. (in Russian).
2. UFC. UFC 4-023-03. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse. 2016; November:34-37.
3. General Services Administration Alternate Path Analysis & Design Guidelines For Progressive Collapse Resistance Approved For Public Release. Distribution Unlimited GSA Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. 2013.
4. ASCE/SEI 76-23. Standard for mitigation of disproportionate collapse potential in buildings and other structures. 2023.
5. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7: eurocode 1 – actions on structures – part 1–7: general actions – accidental actions. Brussels (Belgium), CEN, 2006.
6. Trekin N., Kodysh E., Shchedrin O. Clarification of the coefficient of responsibility K0 when calculating earthquake resistance for individual structural elements (columns) of multi-storey monolithic reinforced concrete frame buildings (in the order of discussion). *Earthquake Engineering. Construction Safety*. 2021; 4:8-18.
7. Alekseytsev A.V. Analysis of column stability under horizontal impact loads. *Reinforced Concrete Structures*. 2023; 2(2):3-12. (in Russian).
8. Tamrazyan A.G. et al. Load-bearing capacity of corrosion-damaged compressed reinforced concrete elements under transverse loading. *Industrial and Civil Construction*. 2023; 9:5-11. (in Russian).
9. Tamrazyan A.G. Methodology for calculating reinforced concrete structures under fire after earthquake. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2020; 601(1):49-56. (in Russian).
10. Kolchunov V.I., Savin S.Y., Amelina M.A. Stability of a reinforced concrete column under compression with torsion caused by accidental action. *Building and Reconstruction*. 2024; 2:59-73.
11. Kolchunov V.I., Amelina M.A. Deformation of an eccentrically compressed reinforced concrete element subjected to torsion. *Scientific Journal of Construction and Architecture*. 2025; 2(78):11-25. EDN ZVXIPZ. (in Russian).
12. Savin S.Yu. Levels of stress-strain state of reinforced concrete frame structures under accidental impacts. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2025; 6(798):5-21. (in Russian).
13. Savin S.Yu. Stages of Resistance of Reinforced Concrete Frames in Accidental Design Situation. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2025; 21(4):321-333.

14. Savin S.Yu., Lizogub A.A. Deformation of beam support zones in reinforced concrete frame structures under post-limit states. *Building and Reconstruction*. 2025; 6:36-46. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-122-6-2 (in Russian).
15. Drozdov P.F. *Design and calculation of load-bearing systems of multi-storey buildings and their elements : textbook for universities*. Moscow, Stroyizdat, 1977; 223. (in Russian).
16. Kabatsev O.V., Mitrovich B. Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse. *MATEC Web of Conferences*. 2018; 251:02047.
17. Federal Emergency Management Agency FEMA 356. November 2000 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.
18. Kolchunov V.I. Method of resistance calculation models for reinforced concrete. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2023; 19(3):261-275. DOI: 10.22363/1815-5235-2023-19-3-261-275 (in Russian).
19. Kolchunov V.I., Fedorov V.S. Conceptual hierarchy of models in the theory of building structures resistance. *Industrial and Civil Construction*. 2020; 16-23. DOI: 10.33622/0869-7019.2020.08.16-23 (in Russian).
20. FIB Model Code 2010. CEB and FIP, 2011.
21. Kolchunov V.I., Fedorova, N.V., Savin S.Yu., Moskovtseva V.S. Analytical Model of Crack Opening in Reinforced Concrete Structures Based on DCE. *Buildings* 2025, 15, 2096. DOI: 10.3390/buildings15122096.
22. Tur V.V., Tur A.V., Lizahub A.A. Checking of the robustness of precast structural systems based on the energy balance method. *Vestnik MGSU*. 2021; 8:1015-1033.
23. SP 63.13330.2018. SNiP 52-01–2003. Concrete and Reinforced Concrete Structures. Basic Provisions. Moscow, Ministry of Construction of the Russian Federation, 2020; 150. (in Russian).