



УДК 624.07

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.3.15-23

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Критерии особого предельного состояния ригелей железобетонных каркасов

В.И. Колчунов, Н.В. Федорова, С.Ю. Савин**Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация*

* suwin@yandex.ru

Ключевые слова: железобетонный каркас, ригель, критерии особого предельного состояния, непропорциональное обрушение, параметры конструирования

История статьи

Поступила в редакцию: 07.06.2026

Доработана: 19.06.2026

Принята к публикации: 26.06.2026

Для цитирования

Колчунов В.И., Федорова Н.В., Савин С.Ю. Критерии особого предельного состояния ригелей железобетонных каркасов // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 15. № 3. С. 15–23.

Аннотация. Рассматриваются характерные фрагменты железобетонных каркасов зданий в зоне возможного локального разрушения. Для оценки их сопротивления в запредельных состояниях предложена аналитическая расчетная модель. В качестве основы для валидации рассмотренной расчетной модели сопротивления приняты результаты 22 испытаний характерных фрагментов монолитных и сборных каркасов зданий, представленные в работах различных исследователей. С использованием предложенной аналитической модели выполнено параметрическое исследование влияния на сопротивление в запредельных состояниях следующих факторов: отношение высоты поперечного сечения ригелей к пролету, отношение рабочей высоты сечения к полной высоте.

Criteria for the Special Limit State of Beams in Reinforced Concrete Frames

V.I. Kolchunov, N.V. Fedorova, S.Yu. Savin**Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation*

* suwin@yandex.ru

Виталий Иванович Колчунов, академик РААСН, профессор, доктор технических наук, профессор кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 4512-6499, ScopusID: 55534147800, ResearcherID: J-9152-2013, ORCID: 0000-0001-5290-3429, E-mail: asiorel@mail.ru

Наталья Витальевна Федорова, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой архитектурно-строительного проектирования, директор филиала НИУ МГСУ в г. Мытищи, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; eLIBRARY SPIN-код: 3365-8320, Scopus: 57196437054, ResearcherID: O-8119-2015, ORCID: 0000-0002-5392-9150, E-mail: fedorovanv@mgsu.ru

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

© Колчунов В.И., Федорова Н.В., Савин С.Ю., 2026



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

Keywords: reinforced concrete frame, beam, special limit state criteria, disproportionate collapse, design parameters

Article history

Received: 07.06.2026

Revised: 19.06.2026

Accepted: 26.06.2026

For citation

Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Yu. Criteria for the Special Limit State of Beams in Reinforced Concrete Frames. *Reinforced Concrete Structures*. 2026; 3(15):15-23.

Abstract. Substructures of reinforced concrete building frames in a zone of potential local collapse are considered. To assess their resistance in special limit states, an analytical calculation model is proposed. The validation of the presented computational resistance model is based on the results of 22 tests of typical substructures of monolithic and precast building frames, as reported in the works of various researchers. Using the proposed analytical model, a parametric study was performed on the influence of the following factors on the resistance in special limit states: the ratio of the beam cross-sectional height to the span, and the ratio of the effective section depth to the total depth.

ВВЕДЕНИЕ

Обеспечение механической безопасности зданий в аварийных расчетных ситуациях, вызванных локальным разрушением одного из несущих элементов, является одной из ключевых задач современного проектирования в связи с ростом случаев аварийных воздействий. Развитие прогрессирующего (непропорционального) обрушения может привести к катастрофическим социальным, экономическим и экологическим последствиям, что делает актуальным совершенствование методов расчета и нормирования для подобных сценариев. Наиболее рациональный путь повышения живучести конструктивных систем [1–3] связан с разработкой уточненных расчетных моделей и обоснованных критериев особого предельного состояния, которые должны адекватно отражать поведение поврежденных железобетонных каркасов на этапе развития в нем значительных деформаций.

Обеспечение защиты от прогрессирующего обрушения наиболее рациональными методами требует разработки и совершенствования как расчетных моделей, так и критериев особого предельного состояния, которые должны учитывать большие деформации конструкций поврежденных железобетонных каркасов зданий [4]. В этом случае возникает необходимость выполнения расчета по деформируемой схеме ригелей железобетонных каркасов зданий, для которых традиционно в нормах проектирования и проектных расчетах для первой группы предельных состояний принимается допущение о том, что деформации малы по сравнению с размерами поперечного сечения. Это позволяет свести процесс расчетного обоснования к подбору и проверке параметров для набора наиболее напряженных сечений. Однако случаи внезапных изменений расчетной схемы сооружения вследствие аварийного воздействия делают такой подход экономически затратным. В связи с этим нормы проектирования [5] отмечают возможность учета работы конструкций после превышения расчетных критериев первой группы предельных состояний.

Vitaly I. Kolchunov, Full Member of RAACS, Professor, Doctor of Technical Sciences, 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: 4512-6499, ScopusID: 55534147800, ResearcherID: J-9152-2013, ORCID: 0000-0001-5290-3429; E-mail: asiorel@mail.ru.

Natalia V. Fedorova, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Architectural and Construction Design, Director of the branch of Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU) in Mytishchi, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 3365-8320, Scopus: 57196437054, ResearcherID: O-8119-2015, ORCID: 0000-0002-5392-9150, E-mail: fedorovaNV@mgsu.ru

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

Однако поведение железобетонных каркасов в этой области деформаций пока мало исследовано и требует уточнения критериев оценки особого предельного состояния конструкций с учетом перераспределения нагрузок и эффективного включения в работу всего каркаса. В качестве шага в этом направлении можно отметить появившиеся в СП 385.132580.2018 «Защита зданий и сооружений. Правила проектирования. Основные положения» предельные относительные прогибы изгибаемых элементов — $1/30$ пролета для элементов, армированных стержнями с физическим пределом текучести и $1/50$ для элементов с высокопрочной арматурой (преднапряженные конструкции).

Данные значения опираются на результаты экспериментальных исследований и приняты с некоторой осторожностью. При этом известна группа экспериментальных исследований [6–15], в которых получены значения относительного прогиба $1/10$ пролета и более. С другой стороны, в ряде испытаний происходил обрыв арматуры без развития сопротивления по типу висячей системы (цепная стадия). Особенностью данных критериальных границ является еще и то, что они не учитывают соотношение размеров пролетов ригелей каркаса, прилегающих к участку начального локального разрушения. Таким образом, одному и тому же относительному прогибу ригеля над местом начального локального разрушения будут соответствовать различные хордовые углы поворота в пластических шарнирах в зависимости от соотношения пролетов ригелей. В зарубежных нормативных документах, в частности новой редакции UFC-4-023-03-2009 “Design of Buildings To Resist Progressive Collapse”, изменение № 4, приводятся предельные значения хордовых углов поворота в пластических шарнирах. Эти значения заимствованы из сейсмических норм, т.е. изначально были ориентированы на другие расчетные ситуации и допустимую степень повреждения конструкций. Поэтому существует необходимость в более детальном анализе критериев особого предельного состояния ригелей железобетонных каркасов зданий в аварийной расчетной ситуации с учетом влияния различных параметров конструирования и дополнительных резервов сопротивления, которые проявляются в составе каркасов зданий.

В связи с этим целью исследования являлись оценка деформационных критериев особого предельного состояния характерных фрагментов железобетонных каркасов зданий в зоне возможного локального разрушения и выявление закономерностей их изменения при различных параметрах конструирования.

МЕТОД

Рассмотрим характерный фрагмент железобетонного каркаса здания в зоне возможного локального разрушения (рис. 1).

Предельная нагрузка и прогиб при балочной стадии сопротивления определяются из условий [1]:

$$P_{FA} = \frac{2(M_{lef} + M_{rig})}{l} - ql, \quad (1)$$

$$z_{FA} = \int_0^l \left(\frac{1}{r} \right) \left(\frac{l}{2} - x \right) dx. \quad (2)$$

Предельная нагрузка и прогиб при арочной стадии сопротивления определяются из условий [1]:

$$P_{CAA} = \frac{2(M_{lef} + M_{rig})}{l} - ql - N(z) z_{CAA}, \quad (3)$$

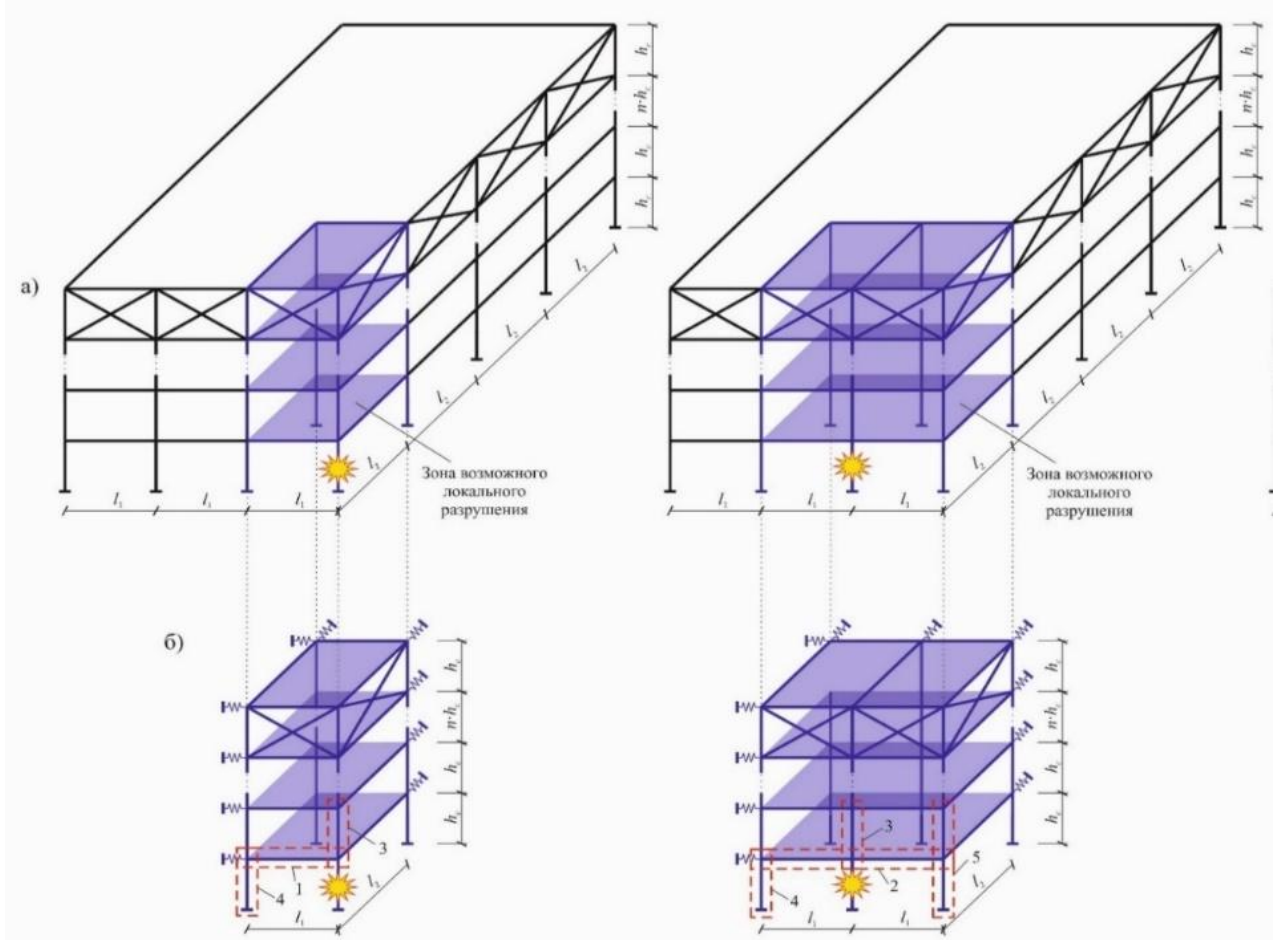


Рис. 1. К многоуровневому анализу деформирования железобетонных рамных каркасов зданий в аварийной ситуации: *a* — примеры расчетных схем первого уровня; *b* — расчетные схемы второго уровня

Fig. 1. Multi-level analysis procedure for assessing structural robustness of reinforced concrete frame: *a* — first-level design models; *b* — second-level design models

где Z_{CAA} равно минимальному значению прогиба z , при котором $P(z)$ достигает экстремума, т.е. выполняется условие [1]:

$$\frac{dP}{dz} = 0 \Rightarrow z_{CAA}. \quad (4)$$

Тогда угол поворота в пластическом шарнире для арочной стадии сопротивления:

$$\theta_{pra,CAA} = \frac{z_{CAA}}{l} - \theta_y. \quad (5)$$

В момент перехода к цепной стадии работы, принимая в первом приближении $z_{CAA,ult} = h$, получим [1]:

$$P_{Tr} = h \left(\frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}}{l_1 - \Delta_{x1}} + \frac{\sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj}}{l_2 - \Delta_{x2}} \right). \quad (6)$$

где l_1 и l_2 — расчетные пролеты ригелей слева и справа от удаляемого вертикального элемента; Δ_{x1} , Δ_{x2} — смещение опорных сечений ригелей в результате действия распора.

Отсюда предельный угол поворота в пластическом шарнире $\theta_{pra,Tr}$:

$$\theta_{pra,Tr} = \frac{h}{l} - \theta_y, \quad (7)$$

где прогиб ригеля в переходной стадии $Z_{Tr} = h$.

Предельная нагрузка P_{TCA} вычисляется по формулам (23), подставляя Z_{TCA} вместо h и изменяя знак опорных смещений [1]:

$$P_{TCA} = z_{TCA} \left(\frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si}}{l_1 - \Delta_{x1}} + \frac{\sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj}}{l_2 - \Delta_{x2}} \right). \quad (8)$$

Угол поворота в пластическом шарнире при цепной стадии работы ригеля:

$$\theta_{pra,Tr} = \frac{Z_{TCA}}{l} - \theta_y. \quad (9)$$

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Сопоставление результатов экспериментальных и расчетных данных приведено на рис. 2. И в отношении предельных нагрузок и прогибов характерного фрагмента каркаса в зоне возможного локального разрушения получены коэффициенты детерминации 0,941 и 0,931 соответственно, что свидетельствует об удовлетворительной точности предложенной аналитической модели.

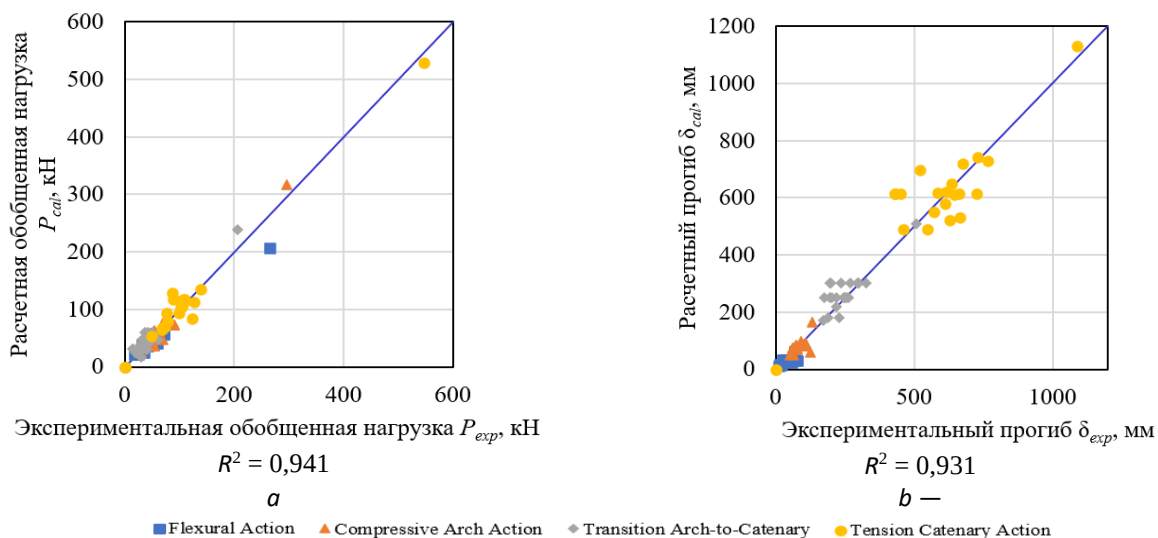


Рис. 2. Результаты сопоставления экспериментальных и расчетных значений:

a — предельной обобщенной нагрузки; b — предельных прогибов для стадий работы конструкций в запредельных состояниях

Fig. 2. Comparison of experimental data and calculation results by proposed analytical model:

a — ultimate load for corresponding performance stages; b — ultimate deformations for corresponding performance stages

На рис. 3 приводятся предельные углы поворота в пластическом шарнире для различных стадий сопротивления рассматриваемых характерных фрагментов каркасов в зоне возможного локального разрушения при варьировании пролета ригелей. При этом для принятых параметров армирования и сцепления арматуры с бетоном деформационная способность ригелей по мере увеличения отношения высоты поперечного сечения ригеля к пролету h/l возрастает с 0,008 до 0,027 на арочной стадии сопротивления; с 0,028 до 0,118 в переходной стадии; и с до

0,13 до 0,21 при цепной стадии сопротивления. Для сравнения, UFC-4-023-03-2009, Изменение № 4 [2] приводит для сечений, в которых площадь сжатой арматуры превышает площадь растянутой арматуры, следующие значения углов поворота в пластическом шарнире. Для изгибной и арочной стадий сопротивления при наличии дополнительных конструктивных мероприятий по улучшению сцепления арматуры с бетоном в пределах длины пластического шарнира (например, установка арматуры с шагом $\leq 0,3 h_0$) от 0,05 до 0,063 рад. Для переходного состояния (максимальная деформационная способность на арочной стадии сопротивления) — от 0,08 до 0,1 рад. При отсутствии дополнительных конструктивных мероприятий — от 0,025 до 0,05 для изгибной и арочной стадий сопротивления и от 0,03 до 0,08 для переходной стадии работы соответственно.

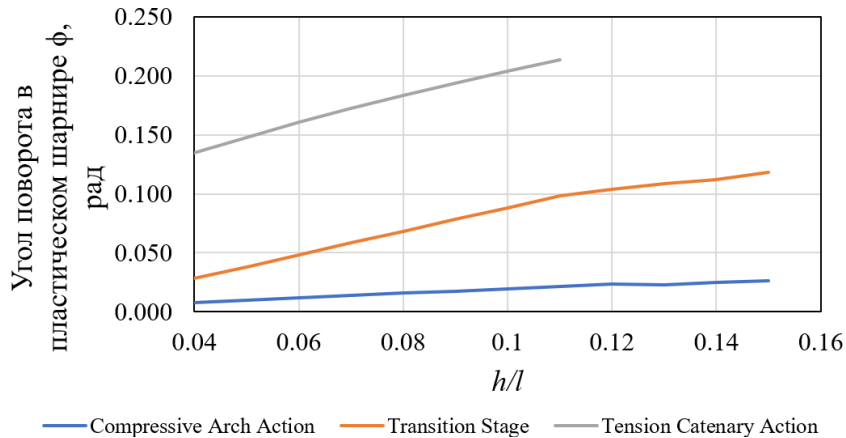


Рис. 3. Предельные углы поворота в пластическом шарнире при варьировании пролета ригелей
Fig. 3. Plastic hinge rotation angles for various span of a girder

Для оценки влияния расположения стержней продольной арматуры по высоте сечения на параметры стадий сопротивления в запредельных состояниях варьировалось отношение рабочей высоты сечения ригелей к полной высоте сечения от 0,5 до 0,9 h с шагом 0,05 h . Диаграммы деформирования характерных фрагментов каркаса и предельные углы поворота в пластических шарнирах на различных стадиях сопротивления приведены на рис. 4 и 5 соответственно.

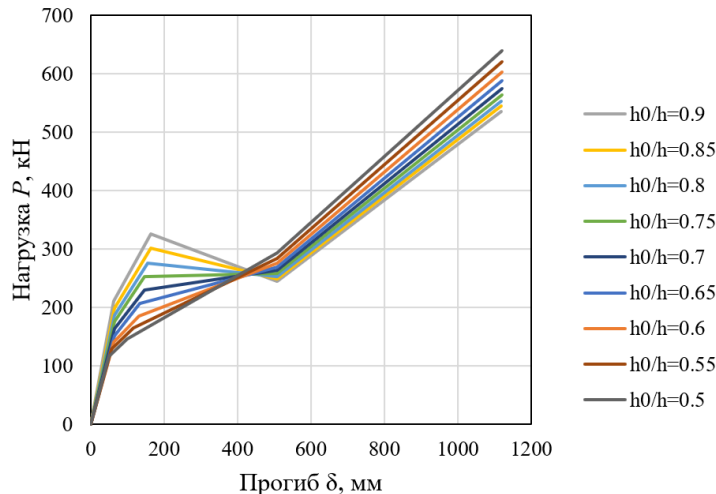


Рис. 4. Диаграммы деформирования характерных фрагментов каркасов в зоне возможного локального разрушения при варьировании отношения рабочей высоты к полной высоте сечения ригеля
Fig. 4. Load – Displacement diagrams for midspan joints at various effective to total depth ratio

Из графиков на рис. 4 видно, что уменьшение отношения рабочей высоты к полной высоте сечения ригеля до $h_0/h = 0,5$ приводит к существенному снижению максимальной несущей способности на изгибной и арочной стадиях сопротивления, однако на цепной стадии сопротивления, напротив, несущая способность возрастает на 19 % по сравнению с несущей способностью при $h_0/h = 0,9$. В связи с этим в качестве дополнительного инструмента повышения несущей и деформационной способности ригелей на цепной стадии сопротивления может быть рекомендована установка дополнительных стержней продольной арматуры в середине высоты поперечного сечения элементов.

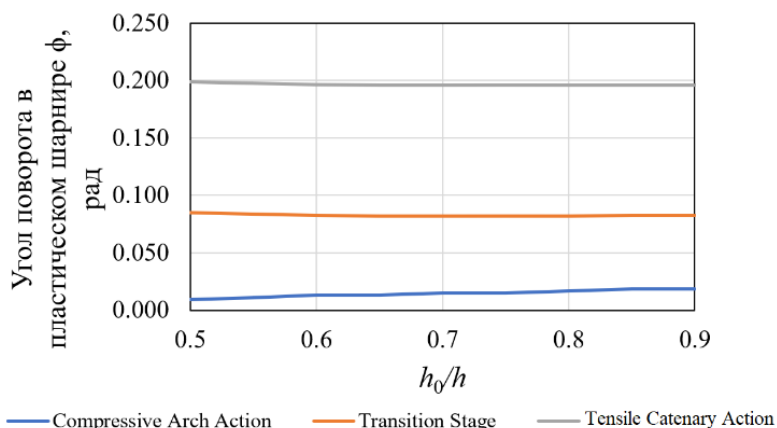


Рис. 5. Предельные углы поворота в пластическом шарнире при варьировании отношения рабочей высоты к полной высоте сечения ригеля

Fig. 5. Plastic hinge rotation angles at various effective depth to total depth ratio

Из рис. 5 видно, что вне зависимости от соотношения h_0/h предельные углы поворота в пластическом шарнире на различных стадиях сопротивления меняются следующим образом. Для максимальной несущей способности на арочной стадии сопротивления значение угла поворота в пластическом шарнире находится в интервале от 0,009 рад при $h_0/h = 0,5$ до 0,019 рад при $h_0/h = 0,9$, для переходной стадии значение угла поворота в пластическом шарнире практически не менялось и составляло в среднем 0,083 рад, для цепной стадии — 0,2 рад.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработаны расчетные модели сопротивления характерных фрагментов железобетонных каркасов зданий в зоне возможного локального разрушения для различных стадий сопротивления в запредельных состояниях. Выполнена валидация предложенной модели путем сопоставления с экспериментальными данными для 22-х образцов, испытанных различными исследователями. Получены коэффициенты детерминации R^2 0,941 и 0,931 для расчетных значений силовых и деформационных параметров стадий сопротивления соответственно.

2. Установлено, что для принятых параметров армирования и сцепления арматуры с бетоном предельный угол поворота в пластическом шарнире ригелей по мере увеличения отношения высоты поперечного сечения ригеля к пролету h/l от 0,04 до 0,15 возрастает с 0,008 до 0,027 рад на арочной стадии сопротивления; с 0,028 до 0,118 рад в переходной стадии; и с до 0,13 до 0,21 рад при цепной стадии сопротивления.

3. Установлено, что уменьшение отношения рабочей высоты сечения ригеля к его полной высоте приводит к увеличению несущей способности на цепной стадии на 19 %. В связи с этим в качестве дополнительного инструмента повышения несущей и деформационной способности ригелей на цепной стадии сопротивления может быть рекомендована установка дополнительных стержней продольной арматуры вблизи нейтральной оси элементов в опорных сечениях.

БЛАГОДАРНОСТИ

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

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Колчунов В.И., Ильющенко Т.А., Федорова Н.В., Савин С.Ю., Тур В.В., Лизогуб А.А. Живучесть конструктивных систем зданий и сооружений : аналитический обзор исследований // Строительство и реконструкция. 2024. № 3. С. 31–71. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-113-3-31-71
2. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Экспозиция живучести железобетона // Известия высших учебных заведений // Строительство. 2007. № 5. С. 4–8.
3. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023. № 3 (3). С. 62–74. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.62-74
4. Савин С.Ю. Стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных каркасов зданий в аварийной расчетной ситуации // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2025. № 21. С. 321–333.
5. UFC 4-023-03. Design of Buildings To Resist Progressive Collapse. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. 2016. С. 34–37.
6. Xi Z., Zhang Z., Qin W., Zhang P. Experiments and a Reverse-Curved Compressive Arch Model for the Progressive Collapse Resistance of Reinforced Concrete Frames // Eng. Fail. Anal. 2022. Vol. 135. P. 106054.
7. Zheng Y., Xiong J., Wu Z., He Y. Experimental Study on Progressive Collapse Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures // Proceedings of the Applied Mechanics and Materials. 2011.
8. Yi W.J., He Q.F., Xiao Y., Kunnath S.K. Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures // ACI Struct. J. 2008. Vol. 105.
9. Lim N.S., Tan K.H., Lee C.K. Experimental Studies of 3D RC Substructures under Exterior and Corner Column Removal Scenarios // Eng. Struct. 2017. Vol. 07. P. 041.
10. Qian K., Li B. Experimental and Analytical Assessment on RC Interior Beam-Column Subassemblages for Progressive Collapse // Journal of Performance of Constructed Facilities. 2012. Vol. 26. Pp. 576–589.
11. Feng F.-F., Hwang H.-J., Yi W.-J. Static and Dynamic Loading Tests for Precast Concrete Moment Frames under Progressive Collapse // Eng. Struct. 2020. Vol. 213. P. 110612.
12. Tao Y., Huang Y., Yi W. Analytical Model for Compressive Arch Action in Unbonded Prestressed Concrete Beam-Column Subassemblages under a Column-Loss Scenario // Eng. Struct. 2022. Vol. 273. P. 115090. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.115090
13. Pham A.T., Tan K.H. Experimental Study on Dynamic Responses of Reinforced Concrete Frames under Sudden Column Removal Applying Concentrated Loading // Eng. Struct. 2017. Vol. 139. Pp. 31–45.
14. Pham A.T., Brenneis C., Roller C., Tan K.H. Blast-Induced Dynamic Responses of Reinforced Concrete Structures under Progressive Collapse // Magazine of Concrete Research. 2022. Vol. 74. Pp. 850–863.
15. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Y., Kaydas P.A. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams // Buildings. 2024. Vol. 14. P. 1776.

REFERENCES

1. Kolchunov V.I., Ilyushchenko T.A., Fedorova N.V., Savin S.Yu., Tur V.V., Lizogub A.A. Survivability of Structural Systems of Buildings and Structures : An Analytical Review of Research. *Building and Reconstruction*. 2024; (3):31-71. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-113-3-31-71 (In Russian).
2. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Exposition of Reinforced Concrete Survivability. *Proceedings of Higher Educational Institutions. Construction*. 2007; 5:4-8. (In Russian).
3. Tamrazyan A.G. Conceptual Approaches to Assessing the Survivability of Building Structures, Buildings and Facilities. *Reinforced Concrete Structures*. 2023; 3(3):62-74. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.3.62-74 (In Russian).
4. Savin S.Yu. Stages of the Stress-Strain State of Reinforced Concrete Building Frames in an Emergency Design Situation. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Structures*. 2025; 21:321-333. (In Russian).
5. UFC 4-023-03. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse. 2016; 34-37.
6. Xi Z., Zhang Z., Qin W., Zhang P. Experiments and a Reverse-Curved Compressive Arch Model for the Progressive Collapse Resistance of Reinforced Concrete Frames. *Eng. Fail. Anal.* 2022; 135:106054.
7. Zheng Y., Xiong J., Wu Z., He Y. Experimental Study on Progressive Collapse Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures. *Proceedings of the Applied Mechanics and Materials*. 2011.
8. Yi W.J., He Q.F., Xiao Y., Kunnath S.K. Experimental Study on Progressive Collapse-Resistant Behavior of Reinforced Concrete Frame Structures. *ACI Struct. J.* 2008; 105.

9. Lim N.S., Tan K.H., Lee C.K. Experimental Studies of 3D RC Substructures under Exterior and Corner Column Removal Scenarios. *Eng. Struct.* 2017; 07:041. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.07.041
10. Qian K., Li B. Experimental and Analytical Assessment on RC Interior Beam-Column Subassemblages for Progressive Collapse. *Journal of Performance of Constructed Facilities.* 2012; 26:576-589.
11. Feng F.-F., Hwang H.-J., Yi W.-J. Static and Dynamic Loading Tests for Precast Concrete Moment Frames under Progressive Collapse. *Eng. Struct.* 2020; 213:110612.
12. Tao Y., Huang Y., Yi W. Analytical Model for Compressive Arch Action in Unbonded Prestressed Concrete Beam-Column Subassemblages under a Column-Loss Scenario. *Eng. Struct.* 2022; 273:115090. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.115090
13. Pham A.T., Tan K.H. Experimental Study on Dynamic Responses of Reinforced Concrete Frames under Sudden Column Removal Applying Concentrated Loading. *Eng. Struct.* 2017; 139:31-45.
14. Pham A.T., Brenneis C., Roller C., Tan K.H. Blast-Induced Dynamic Responses of Reinforced Concrete Structures under Progressive Collapse. *Magazine of Concrete Research.* 2022; 74:850-863.
15. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Yu., Kaydas P.A. Progressive Collapse Behavior of a Precast Reinforced Concrete Frame System with Layered Beams. *Buildings.* 2024; 14:1776.