



УДК 624.012

DOI: 10.22227/2949-1622.2024.2.54-63

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Расчет железобетонных рам на особую расчетную ситуацию с учетом дискретного моделирования трещин

С.Ю. Савин^{1*}, Т.А. Ильющенко²¹ *Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), Москва, Российская Федерация*² *Курский государственный университет, Курск, Российская Федерация*

* suwin@yandex.ru

Ключевые слова: железобетон, рама, трещины, аварийное воздействие, метод конечных элементов

История статьи

Поступила в редакцию: 30.05.2024

Доработана: 05.06.2024

Принята к публикации: 07.06.2024

Для цитирования

Савин С.Ю., Ильющенко Т.А. Расчет железобетонных рам на особую расчетную ситуацию с учетом дискретного моделирования трещин // Железобетонные конструкции. 2024. Т. 6. № 2. С. 54–63.

Аннотация. Предложена методика расчета железобетонных каркасов зданий на особую расчетную ситуацию, вызванную начальными локальными разрушениями, с учетом нарушения сплошности бетонной матрицы при трещинообразовании. Выполнена верификация предложенной методики путем сопоставления с результатами экспериментальных данных для П-образной железобетонной рамы с затяжкой. Изгибающие моменты в раме, определенные с использованием предложенной методики расчета, практически полностью совпали со значениями, полученными экспериментально. В результате трещинообразования произошло перераспределение изгибающих моментов в ригеле рамы: уменьшение моментов в конструктивных узлах на 148 % и увеличение в пролете на 37,5 % по сравнению с результатами, полученными с помощью традиционного подхода метода конечных элементов. На основе результатов расчета железобетонной 3-этажной рамы по предложенной методике выявлено увеличение продольных растягивающих усилий в опорных сечениях ригеля над зоной локального разрушения при отказе колонны среднего ряда по сравнению с традиционным подходом к моделированию. Выявленный эффект может привести к усилению влияния продольного изгиба для колонны крайнего ряда, к которой примыкает ригель.

Calculation of Reinforced Concrete Frames for a Special Design Situation with Discrete Crack Modeling

Sergei Yu. Savin^{1*}, Tatiana A. Ilyushchenko²¹ *Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russian Federation*² *Kursk State University, Kursk, Russian Federation*

* suwin@yandex.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

Татьяна Александровна Ильющенко, кандидат технических наук, старший преподаватель кафедры промышленного и гражданского строительства, Курский государственный университет (КГУ), 305000, г. Курск, ул. Радищева, 29; eLIBRARY SPIN-код: 6913-5863, Scopus: 57213811914, ResearcherID: AAJ-6459-2021, ORCID: 0000-0001-6885-588X, E-mail: tatkhalina93@yandex.ru

© Савин С.Ю., Ильющенко Т.А., 2024



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

Keywords: reinforced concrete, frame, cracks, accidental impact, finite element method

Article history

Received: 30.05.2024

Revised: 05.06.2024

Accepted: 07.06.2024

For citation

Savin S.Yu., Iliushchenko T.A. Calculation of Reinforced Concrete Frames for a Special Design Situation with Discrete Crack Modeling. *Reinforced Concrete Structures*. 2024; 2(6):54-63.

Abstract. The methodology of calculation of reinforced concrete frames of buildings for a special design situation caused by initial local failures, taking into account the violation of the continuity of the concrete matrix during crack formation, is proposed. The verification of the proposed methodology is carried out by comparing it with the results of experimental data for a U-shaped reinforced concrete frame with prestressing. The bending moments in the frame, determined by the proposed calculation method, are in practically complete agreement with the values found experimentally. As a result of cracking, there was a redistribution of bending moments in the beam of the frame: the moments in the structural nodes decreased by 148 % and increased in the span by 37.5 % compared to the results obtained using the traditional finite element method approach. On the basis of the results of the calculation of the reinforced concrete 3-storey frame by the proposed method, the increase of longitudinal tensile forces in the beam support sections above the zone of local failure at failure of the middle row column is revealed in comparison with the traditional approach to modeling. The revealed effect may lead to an increase in the influence of longitudinal bending for the outermost row column to which the beam is adjacent.

ВВЕДЕНИЕ

Инженеры извлекают больше уроков из своих неудач, чем из успехов. Неудачи играют ключевую роль в эволюции методов проектирования зданий и сооружений [1]. Это утверждение можно отнести и к проблеме прогрессирующего разрушения. Термин «прогрессирующее разрушение» впервые был использован для описания частичного обрушения 22-этажного жилого здания Ронан-Пойнт из сборного железобетона в Лондоне 16 мая 1968 г. в результате взрыва природного газа на 18 этаже. К настоящему времени в научной литературе дана классификация механизмов прогрессирующего обрушения каркасов зданий, выявлены и исследованы механизмы сопротивления конструкций перекрытий и покрытий [2–8].

В частности, после начального локального разрушения одной из колонн в результате за-проектного воздействия в ригелях над разрушенной колонной может реализоваться арочный механизм после образования в них трещин, а затем цепной (вантовый) механизм сопротивления после разрушения бетона в нескольких сечениях по длине ригеля [9, 10]. При реализации цепного механизма сопротивления ригель приобретает значительные прогибы, сопоставимые с размерами его поперечного сечения. В результате этого в нем возникают растягивающее продольные усилия.

Рассматривая причины и механизм разрушения Всемирного торгового центра, Bazant et al. [11] отмечали, что начальные механические повреждения от столкновения самолета с сооружением, а также последовавший за этим пожар привели к тому, что перекрытия перешли к вантовому механизму сопротивления. В результате этого перекрытия потянули за собой колонны, что привело к потере их устойчивости.

Pham et al. [12] была исследована модель двухпролетной железобетонной рамы на внезапное удаление колонны среднего ряда с переходом ригелей к сопротивлению по типу висячей системы. По результатам испытаний был отмечен разрыв верхней арматуры в опорных сечениях у крайних колонн и нижней арматуры в опорных сечениях у средней колонны, для которой моделировалось внезапное выключение.

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

Tatiana A. Iliushchenko, Candidate of Technical Sciences, Senior Lecturer of the Department of Industrial and Civil Engineering, Kursk State University, 29 Radishcheva St., Kursk, 305000, Russian Federation; eLIBRARY SPIN-code: 6913-5863, Scopus: 57213811914, ResearcherID: AAJ-6459-2021, ORCID: 0000-0001-6885-588X, E-mail: tatkhalina93@yandex.ru

Также было отмечено разрушение бетона сжатой зоны в колонне крайнего ряда в уровне примыкания к ней ригеля. Это было обусловлено изменением эффективной расчетной длины колонны и дополнительным поперечным воздействием от ригеля после его перехода к работе по типу висячей системы. Таким образом, в условиях особой расчетной ситуации, вызванной отказом одного из несущих элементов конструктивной системы здания, могут быть нарушены исходные гипотезы, положенные в основу традиционных подходов к численному моделированию строительных конструкций.

В последние годы развитие получили дискретно-континуальные методы расчетного анализа, при которых несущая система разбивается на элементы, соединяемые системой связей в соответствии с особенностями деформирования и механизмами разрушения сечений в предельном состоянии. К числу таких методов может быть отнесен метод прикладных элементов, рассматриваемый Alanani и др. [13] применительно к стержневым железобетонным конструктивным системам. Для плоских перекрытий в работах Кодыша Э.Н. и Мамина А.Н. приводится аналогичный подход, названный авторами методом дискретных связей [14]. Однако пока такие методы находят ограниченное применение в моделировании железобетонных конструктивных систем при особых расчетных ситуациях.

В связи с этим цель данного исследования состояла в разработке и обосновании методики численного моделирования железобетонных каркасов зданий и исследования на ее основе влияния дискретного характера трещинообразования на напряженно-деформированное состояние элементов железобетонных рам при аварийных воздействиях.

МЕТОД

Для целей исследования использовался программный комплекс Лира-САПР, позволяющий выполнять статические и динамические расчеты по методу конечных элементов. В качестве объекта исследования рассматриваются железобетонные конструкции рам с дискретными нормальными трещинами (рис. 1, а). При этом в рамках моделирования динамические эффекты, вызванные локальным разрушением одного из несущих элементов конструктивной системы здания, заменялись статическим эквивалентом в рамках подхода pull-down [15, 16]. Применительно к принятой в исследовании квазистатической постановке задачи определяющее уравнение метода конечных элементов имеет вид:

$$[K]\{u\} = \sum\{F\}, \quad (1)$$

где $\{u\}$ — вектор перемещений в узлах конечно-элементной модели; $[K]$ — матрица жесткости; $\sum\{F\}$ — вектор внешних нагрузок в узлах конечно-элементной модели.

Задача решается с учетом физической и геометрической нелинейности методом последовательных нагружений в следующем порядке:

1. Шаг сетки разбиения на конечные элементы принимается не более теоретического расстояния между соседними трещинами, определяемого в соответствии с требованиями норм.
2. Для учета дискретного характера трещинообразования в моделях железобетонных рам выполняется расшивка конечных элементов в узлах и между смежными конечными элементами (КЭ) вводятся специальные КЭ 295 нулевой длины, учитывающие связь «момент – угол поворота» (рис. 1, б).

Предполагается, что до образования трещин узлы сопряжения стержневых элементов ведут себя как абсолютно жесткие. После образования трещин учитывается изменение податливости (жесткости) в узлах элементов расчетной модели за счет дополнительного поворота сечений в растянутых зонах по границам берегов трещин, как показано на рис. 1, а.

Момент трещинообразования в железобетонном элементе M_{crc} определяется по формуле (2):

$$M_{crc} = R_{btm} \cdot \gamma \cdot W_{red} \pm N \cdot e_x, \quad (2)$$

где R_{btm} — нормативная прочность бетона при осевом растяжении; γ — коэффициент, учитывающий пластические деформации, который для прямоугольного сечения принимается $\gamma = 1,3$; W_{red} — приведенный момент сопротивления сечения; $e_x = W_{red}/A_{red}$ — расстояние от точки приложения продольной силы до ядровой точки, наиболее удаленной от грани элемента, проверяемой на трещинообразование.

Приращение угла раскрытия трещины $\Delta\varphi_{crc,0}$ определяется по формуле (3):

$$\Delta\varphi_{crc,0} = \frac{a_{crc,0}}{h_{crc}}, \quad (3)$$

где ширина раскрытия трещины $a_{crc,0}$ и высота трещины h_{crc} при предельном значении изгибающего момента $M = M_{ult}$ определяются из выражений (4):

$$a_{crc,0} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{R_{sn}}{E_s} \cdot l_s; \quad (4)$$

$$h_{crc} = h_0 - \frac{x_{calc}}{\alpha} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{bt,ult}}{\varepsilon_{b,ult}} \right).$$

где $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ — коэффициенты, учитывающие продолжительность действия нагрузки, профиль продольной арматуры и вид напряженно-деформированного состояния элемента (внецентренное сжатие и изгиб или растяжение) соответственно; ψ_s — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций арматуры в растянутом бетоне на участке между трещинами; R_{sn} — нормативное сопротивление арматуры растяжению; E_s — модуль упругости стальной арматуры; l_s — базовое расстояние между трещинами; $\varepsilon_{bt,ult}, \varepsilon_{b,ult}$ — предельные значения относительных деформаций бетона при одноосном растяжении и сжатии соответственно; α — коэффициент перехода от расчетной высоты сжатой зоны x_{calc} к фактической x_{fact} .

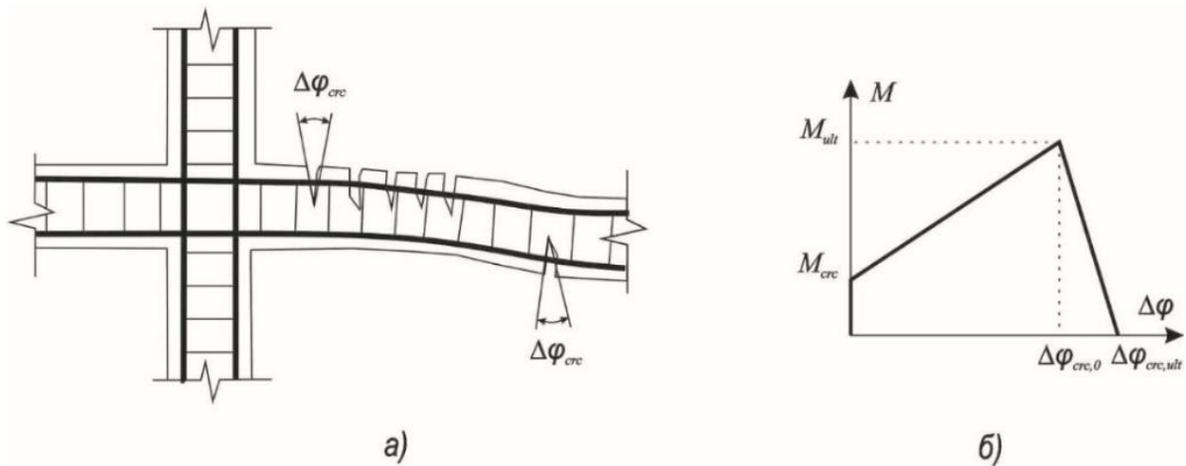


Рис. 1. Схема характерного фрагмента железобетонной рамы для построения расчетной модели (а) и диаграмма «момент – дополнительный угол поворота» к определению жесткости (податливости) узлового соединения (б)
Fig. 1. Diagram of a typical fragment of a reinforced concrete frame for constructing a calculation model (a) and a diagram “moment – additional angle of rotation” for determining the rigidity (compliance) of a nodal connection (b)

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Для проверки адекватности предложенной модели выполнена верификация путем сопоставления с экспериментальными данными для П-образных рам [17]. Приводится сопоставительный анализ результатов расчета с использованием традиционного подхода к моделированию на основе метода конечных элементов с учетом физической и геометрической нелинейности и по предложенной методике. Общий вид и схема армирования рамы приведены на рис. 2.

Материал экспериментальной рамы бетон В30 ($R_{bn} = 22$ МПа, $R_{bt,n} = 1,95$ МПа, $E_b = 32\,500$ МПа, $\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$). Армирование рамы выполнено стальной стержневой арматурой А300 ($R_{sn} = 300$ МПа, $E_s = 200\,000$ МПа, $\varepsilon_{s,ult} = 0,025$). Принятые диаграммы деформирования материалов представлены на рис. 3.

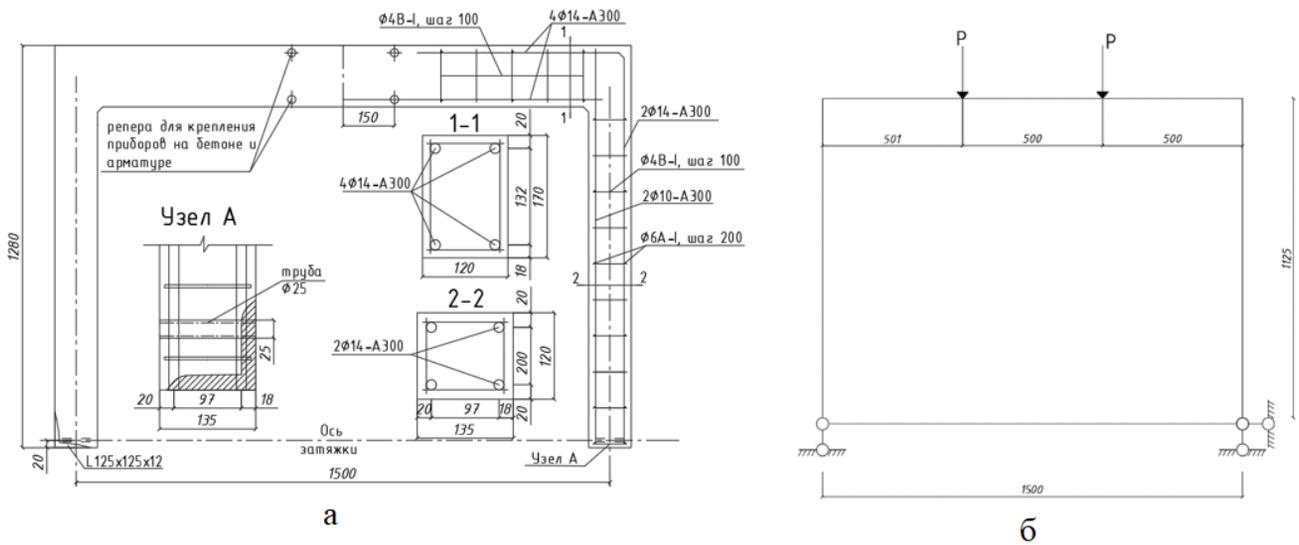


Рис. 2. Схема армирования П-образной рамы (а), расчетная схема рамы (б)
Fig. 2. Scheme of reinforcement of a U-shaped frame (a), design diagram of the frame (b)



Рис. 3. Диаграммы для бетона (а) и стальной арматуры (б) в ПК ЛИРА-САПР
Fig. 3. Diagrams for concrete (a) and steel reinforcement (b) in LIRA-SAPR

Для экспериментальной конструкции железобетонной рамы был выполнен расчет с учетом нелинейности на статическое нагружение двумя сосредоточенными силами 90 кН, приложенными, как показано на рис. 2, б.

На рис. 4 приведены результаты расчета изгибающих моментов в раме: с учетом традиционных моделей метода конечных элементов — 1, с учетом податливости в конструктивных узлах — 2, по результатам обработки экспериментальных данных — 3, по предложенной методике — 4.

Изгибающие моменты в раме, определенные с использованием предложенной методики расчета, практически полностью совпали со значениями, обнаруженными экспериментально. В результате трещинообразования (см. рис. 4) произошло перераспределение изгибающих моментов в ригеле рамы: уменьшение моментов в конструктивных узлах на 48 % и увеличение в пролете на 37,5 % по сравнению с результатами, полученными с помощью традиционного подхода метода конечных элементов. Это также повлияло на напряженно-деформированное состояние стоек рамы, где отмечено уменьшение изгибающих моментов в верхних опорных сечениях. Совпадение полученных результатов позволяет применить разработанный метод для оценки влияния дискретного трещинообразования на деформирование железобетонных рам многоэтажных зданий в условиях аварийных воздействий.

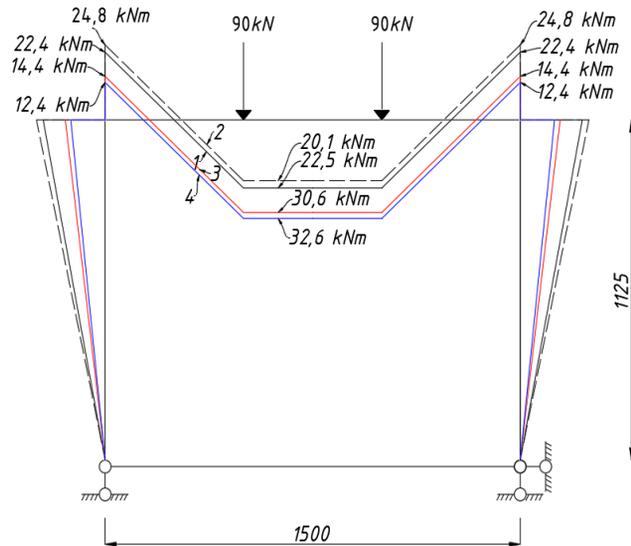


Рис. 4. Эпюры моментов в П-образной железобетонной раме с затяжкой при нагрузке 90 кН:
1 — при жестких узлах; 2 — с учетом податливости узлов; 3 — по экспериментальным данным;
4 — по предлагаемому методу

Fig. 4. Moment diagrams in a U-shaped reinforced concrete frame with tightening at a load of 90 kN:
1 — for hard knots; 2 — taking into account the compliance of nodes; 3 — according to experimental data;
4 — according to the proposed method

Рассмотрим поперечную раму железобетонного каркаса здания, представленную на рис. 5.

В качестве аварийных расчетных ситуаций рассматривались два варианта начальных локальных разрушений (рис. 5, а): внезапный отказ колонны первого этажа по оси А (расчетная ситуация — РС1) и колонны первого этажа по оси В (расчетная ситуация — РС2). Аварийные расчетные ситуации рассматривались независимо друг от друга, в статической нелинейной постановке. По результатам расчета определялись усилия во вторичных расчетных схемах с учетом динамических догрузок элементов несущих систем. Полученные результаты сопоставлялись между собой. При расчетной ситуации РС1 выполнялся анализ усилий в колоннах первого и второго этажа по оси В. При расчетной ситуации РС2 выполнялся анализ усилий в колоннах первого и второго этажа по осям А и С.

На рис. 6 приведены графики изменения продольных сил и изгибающих моментов в верхних сечениях колонн первого этажа и нижних опорных сечениях колонн второго этажа по осям А и С при удалении из расчетной схемы колонны первого этажа по оси В. Данные колонны были выбраны для анализа, поскольку они прилегают к зоне начального локального

разрушения и подвержены наибольшему нагружению в результате перестройки конструктивной системы (перераспределения нагрузок по альтернативным путям).

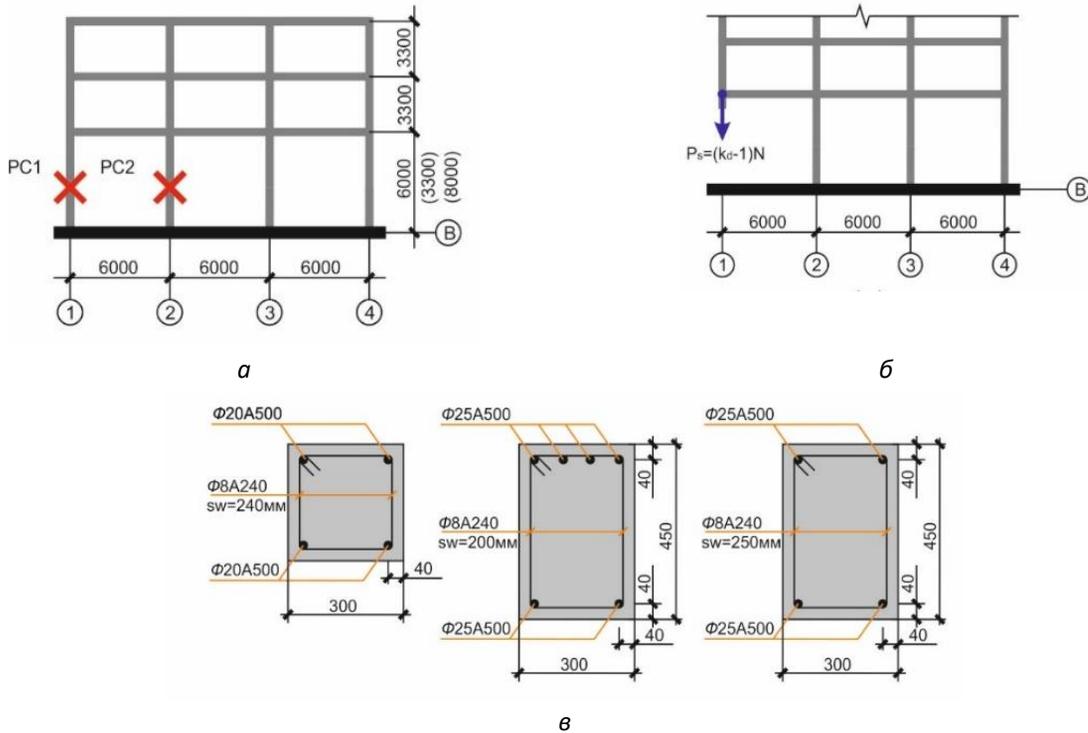


Рис. 5. Исходные данные: железобетонная поперечная рама и рассматриваемые расчетные ситуации (РС), связанные с отказом несущего элемента (а); фрагмент расчетной схемы к pull-down анализу (б); поперечные сечения и схемы армирования колонны и ригеля в опорном сечении и в середине пролета соответственно (в)
Fig. 5. Initial data: reinforced concrete transverse frame and the considered design situations (CS) associated with the failure of the load-bearing element (a); a fragment of the calculation scheme for pull-down analysis (b); cross sections and reinforcement patterns of columns and crossbars in the supporting section and in the middle of the span, respectively (c)

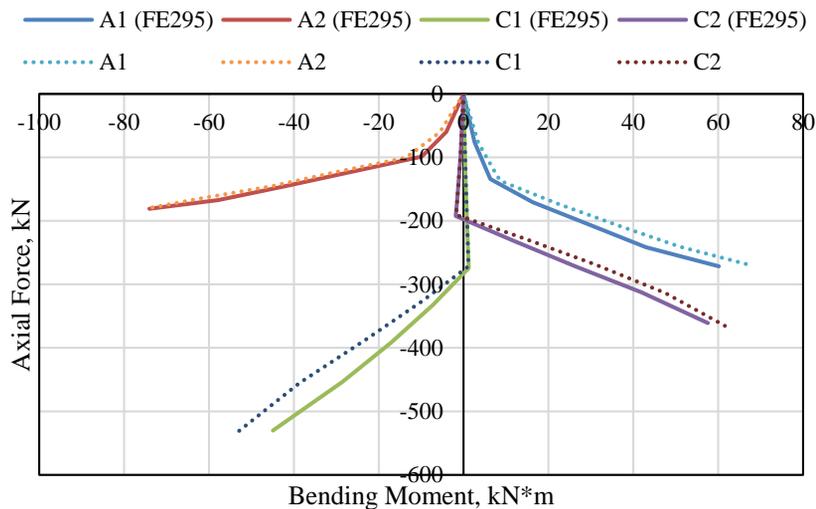


Рис. 6. Изменение продольных сил и изгибающих моментов в 3-этажной железобетонной раме при отказе колонны среднего ряда
Fig. 6. Change in longitudinal forces and bending moments in a 3-story reinforced concrete frame when the middle row column fails

Учет дискретного характера трещин практически не сказывался на величинах продольных сил в элементах. Однако для изгибающих моментов в рамках предложенного метода наблюдалось снижение по сравнению с традиционным подходом. Причем разница увеличивалась по мере роста этажности и превышала 60 % для верхнего опорного сечения колонны по оси А.

Результаты расчета для второй расчетной ситуации, предполагающей удаление угловой колонны первого этажа, представлены на рис. 7 в виде графиков изменения продольных сил и изгибающих моментов в верхних сечениях колонн первого этажа и нижних опорных сечения колонн второго этажа по оси В. Как и в предыдущем случае, выбор для рассмотрения данных колонн был обусловлен их близким расположением к зоне начального локального разрушения и наибольшим влиянием на них от структурной перестройки конструктивной системы.

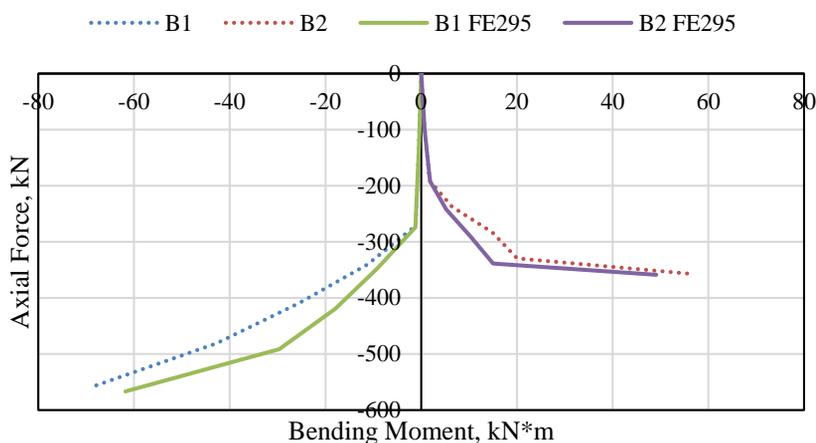


Рис. 7. Изменение продольных сил и изгибающих моментов в 3-этажной железобетонной раме при отказе угловой колонны

Fig. 7. Variation of longitudinal forces and bending moments in a 3-story reinforced concrete frame when a corner column fails

На рис. 8 приведены результаты сопоставления продольных усилий в ригелях над зоной начального локального разрушения (отказ колонны среднего ряда) в зависимости от метода моделирования.

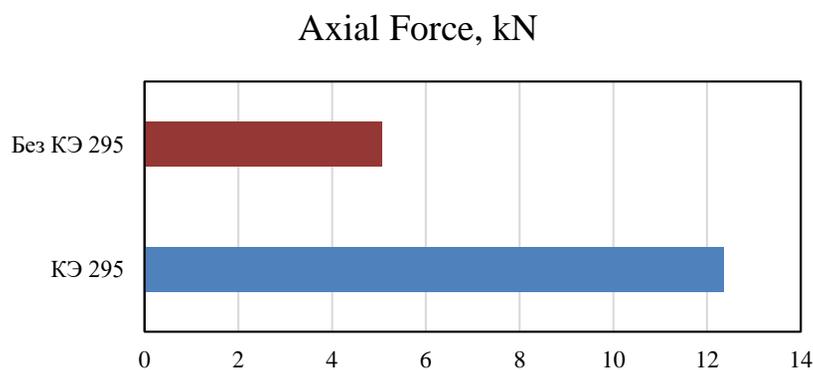


Рис. 8. Продольные усилия в ригелях над зоной начального локального разрушения в 3-этажной железобетонной раме при отказе колонны среднего ряда

Fig. 8. Longitudinal forces in the crossbars above the zone of initial local destruction in the 3-story reinforced concrete frame when the middle row column fails

Из анализа продольных усилий видно, что при использовании предложенной методики для рассматриваемой железобетонной 3-этажной рамы наблюдается превышение растягивающих продольных сил в опорном сечении ригеля над значениями, полученными по традиционному методу расчета. Выявленный эффект оказывает негативное влияние на сопротивление колонн первого и второго этажа, примыкающих к ригелю, за счет усиления влияния продольного изгиба.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Предложена методика расчета железобетонных каркасов зданий на особую расчетную ситуацию, вызванную начальными локальными разрушениями, с учетом нарушения сплошности бетонной матрицы при трещинообразовании.

2. Выполнена верификация предложенной методики путем сопоставления с результатами экспериментальных данных для П-образной железобетонной рамы с затяжкой. Изгибающие моменты в раме, определенные с использованием предложенной методики расчета, практически полностью совпали со значениями, обнаруженными экспериментально. В результате трещинообразования произошло перераспределение изгибающих моментов в ригеле рамы: уменьшение моментов в конструктивных узлах на 48 % и увеличение в пролете на 37,5 % по сравнению с результатами, полученными с помощью традиционного подхода метода конечных элементов.

3. На основе результатов расчета железобетонной 3-этажной рамы по предложенной методике выявлено увеличение продольных растягивающих усилий в опорных сечениях ригеля над зоной локального разрушения при отказе колонны среднего ряда по сравнению с традиционным подходом к моделированию. Выявленный эффект может привести к усилению влияния продольного изгиба для колонны крайнего ряда, к которой примыкает ригель.

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. Adam J.M. et al. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // Eng Struct. Elsevier. 2018. Vol. 173. № March. Pp. 122–149.
2. Wang H. et al. A Review on Progressive Collapse of Building Structures // The Open Civil Engineering. 2014. Vol. 8. Pp. 183–192.
3. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion // Case Studies in Construction Materials. 2019. Vol. 11.
4. Fedorova N.V., Savin S.Yu. Progressive Collapse Resistance Of Facilities Experienced To Localized Structural Damage : an Analytical Review // Building and reconstruction. 2021. Vol. 95. No. 3. Pp. 76–108.
5. Kiakojoury F. et al. Experimental studies on the progressive collapse of building structures : a review and discussion on dynamic column removal techniques // Structures. Elsevier Ltd, 2023. Vol. 57.
6. Колчунов В.И., Колчунов Вл.И., Федорова Н.В. Деформационные модели железобетона при особых воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 8. С. 54–60.
7. Колчунов В.И. и др. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М. : Издательство АСВ, 2014. 208 с.
8. Тамразян А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений // Железобетонные конструкции. 2023. № 3. С. 62–74.

9. Almusallam T. et al. Development limitations of compressive arch and catenary actions in reinforced concrete special moment resisting frames under column-loss scenarios // *Structure and Infrastructure Engineering*. Taylor & Francis, 2020. Vol. 16. No 12. Pp. 1616–1634.
10. Yu J., Tan K.H. Analytical model for the capacity of compressive arch action of reinforced concrete sub-assemblages // *Magazine of Concrete Research*. 2014. Vol. 66. No 3. Pp. 109–126.
11. Bažant Z.P., Verdure M. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions // *J Eng Mech*. 2007. Vol. 133. No 3. Pp. 308–319.
12. Pham A.T. et al. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse // *Magazine of Concrete Research*. 2022. Vol. 74. No 16. Pp. 850–863.
13. Alanani M., Ehab M., Salem H. Progressive collapse assessment of precast prestressed reinforced concrete beams using applied element method // *Case Studies in Construction Materials*. Elsevier Ltd., 2020. Vol. 13. P. e00457.
14. Кодыш Э.Н., Мамин А.Н. Разработка дискретно-связевой модели для определения напряженно-деформированного состояния плоскостных конструкций // *Известия вузов. Строительство*. 2003. Т. 540. № 12. С. 13–20.
15. Savin S. Numerical Analysis Of Reinforced Concrete Beam-Column Joint Under Accidental Impact // *J Serbian Soc Comput Mech*. 2021. Vol. 15. No 1. Pp. 149–166.
16. Savin S.Yu., Fedorova N. V. Comparison of methods for analysis of structural systems under sudden removal of a member // *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. Vol. 18. No 4. Pp. 329–340.
17. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. М. : Издательство АСВ, 2004. 472 с.

REFERENCES

1. Adam J.M. et al. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Eng Struct. Elsevier*. 2018. Vol. 173. No. March. Pp. 122-149.
2. Wang H. et al. A Review on Progressive Collapse of Building Structures. *The Open Civil Engineering*. 2014. Vol. 8. Pp. 183-192.
3. Abdelwahed B. A review on progressive building collapse, survey and discussion. *Case Studies in Construction Materials*. 2019. Vol. 11.
4. Fedorova N.V., Savin S.Yu. Progressive Collapse Resistance Of Facilities Experienced To Localized Structural Damage : An Analytical Review. *Building and reconstruction*. 2021. Vol. 95. No. 3. Pp. 76-108.
5. Kiakojouri F. et al. Experimental studies on the progressive collapse of building structures : a review and discussion on dynamic column removal techniques. *Structures*. 2023. Vol. 57.
6. Kolchunov V.I., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Deformation models of reinforced concrete under special influences. *Industrial and civil engineering*. 2018. No. 8. Pp. 54-60.
7. Kolchunov V.I. et al. Survivability of buildings and structures under beyond-design influences. Moscow : ASV Publishing House, 2014. 208 p.
8. Tamrazyan A.G. Conceptual approaches to assessing the survivability of building structures, buildings and structures. *Reinforced concrete structures*. 2023. No. 3. Pp. 62-74.
9. Almusallam T. et al. Development limitations of compressive arch and catenary actions in reinforced concrete special moment resisting frames under column-loss scenarios. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2020. Vol. 16. No. 12. Pp. 1616-1634.
10. Yu J., Tan K.H. Analytical model for the capacity of compressive arch action of reinforced concrete sub-assemblages. *Magazine of Concrete Research*. 2014. Vol. 66. No. 3. Pp. 109-126.
11. Bažant Z.P., Verdure M. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions. *J Eng Mech*. 2007. Vol. 133. No. 3. Pp. 308-319.
12. Pham A.T. et al. Blast-induced dynamic responses of reinforced concrete structures under progressive collapse. *Magazine of Concrete Research*. 2022. Vol. 74. No. 16. Pp. 850-863.
13. Alanani M., Ehab M., Salem H. Progressive collapse assessment of precast prestressed reinforced concrete beams using applied element method. *Case Studies in Construction Materials*. 2020. Vol. 13. P. e00457.
14. Kodysh E.N., Mamin A.N. Development of a discrete-connection model for determining the stress-strain state of planar structures. *News of universities. Construction*. 2003. Vol. 540. No. 12. Pp. 13-20.
15. Savin S. Numerical Analysis Of Reinforced Concrete Beam-Column Joint Under Accidental Impact. *J Serbian Soc Comput Mech*. 2021. Vol. 15. No. 1. Pp. 149-166.
16. Savin S.Yu., Fedorova N.V. Comparison of methods for analysis of structural systems under sudden removal of a member. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022. Vol. 18. No. 4. Pp. 329-340.
17. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Calculation models of force resistance of reinforced concrete. Moscow : ASV Publishing House, 2004. 472 p.