

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ. СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 666.982.2

DOI: 10.22227/1997-0935.2023.9.1369-1382

Жесткость поврежденной пожаром железобетонной колонны при разгрузке после высокоинтенсивного горизонтального воздействия

Ашот Георгиевич Тамразян, Владимир Игоревич Черник

Национальный исследовательский Московский государственный строительный
университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. Последствия разрушительных землетрясений показывают, что проблема анализа реакции железобетонных каркасов при сейсмических нагрузках после пожара является актуальной. Применяемые при этом расчетные модели для отдельных элементов и зданий в целом должны учитывать нелинейные свойства бетона и арматуры. Малоцикловой характер сейсмического воздействия приводит к необходимости разработки моделей гистерезиса, которые отражали бы специфику поведения конструкции не только при нагружении, но также при разгрузке и последующем приложении силы в обратном направлении. Представлен краткий обзор моделей гистерезиса для железобетонных элементов при малоцикловых нагрузках с акцентом на жесткостные свойства при разгрузке. Гистерезисных моделей для железобетонных элементов после пожара в настоящее время не разработано.

Материалы и методы. Предлагаемая модель основана на билинейной диаграмме для расчета внецентренно сжатых железобетонных колонн, поврежденных пожаром. Для описания модели требуется всего три параметра: предельный момент, предельная кривизна и эффективная начальная жесткость. При определении жесткости при разгрузке используется метод, основанный на непосредственном рассмотрении распределения напряжений и деформаций в стадии напряженно-деформированного состояния, соответствующей полной разгрузке. Модель учитывает различные уровни осевой нагрузки, косвенное армирование поперечными хомутами, продольный изгиб и неравномерное распределение напряжений в сжатой зоне бетона.

Результаты. На основе предложенной модели проведено сравнение билинейных диаграмм деформирования и жесткостей при разгрузке для железобетонных колонн, подвергнутых стандартному пожару различной продолжительности. Результаты расчетов показали значительное снижение несущей способности и жесткости поврежденных колонн и увеличение их пластичности. Жесткость разгрузки для железобетонных колонн оказалась меньше начальной. Снижение жесткости при разгрузке происходит тем более интенсивней, чем дольше оказывалось воздействие пожара.

Выводы. Полученная модель проста в использовании и подходит для большинства инженерных расчетов. Данная модель может быть применена в качестве основы для построения диаграммы гистерезиса для малоцикловых воздействий после пожара, что необходимо для сейсмического анализа конструкций во временной области.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: железобетон, землетрясение, нелинейность, огнестойкость, пластический шарнир, пожар, сейсмостойкость

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Тамразян А.Г., Черник В.И. Жесткость поврежденной пожаром железобетонной колонны при разгрузке после высокоинтенсивного горизонтального воздействия // Вестник МГСУ. 2023. Т. 18. Вып. 9. С. 1369–1382. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.9.1369-1382

Автор, ответственный за переписку: Ашот Георгиевич Тамразян, tamrazian@mail.ru.

Stiffness of a fire-damaged reinforced concrete column during unloading after high-intensity horizontal impact

Ashot G. Tamrazyan, Vladimir I. Chernik

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

ABSTRACT

Introduction. The consequences of destructive earthquakes show that the problem of analyzing the response of reinforced concrete frames under seismic loads after a fire is urgent. The calculation models applied in this case for individual elements

and buildings as a whole should take into account the nonlinear properties of concrete and reinforcement. The low-cycle nature of seismic action leads to the necessity of developing hysteresis models, which would reflect the specific behaviour of the structure not only during loading but also during unloading and subsequent application of force in the opposite direction. A brief review of hysteresis models for reinforced concrete elements under low-cycle loading with emphasis on the stiffness properties during unloading is presented. Hysteresis models for reinforced concrete elements after fire have not been developed at present.

Materials and methods. The proposed model is based on a bilinear diagram for the calculation eccentrically compressed reinforced concrete columns damaged by fire. Only three parameters are required to describe the model: limiting moment, limiting curvature, and effective initial stiffness. In determining the unloading stiffness, a method based on direct consideration of the stress and strain distribution in the stress-strain stage corresponding to full unloading is used. The model takes into account different levels of axial loading, indirect reinforcement by transverse clamps, longitudinal bending and non-uniform stress distribution in the compressed zone of concrete.

Results. Based on the proposed model, a comparison of bilinear diagrams of deformation and stiffness at unloading for reinforced concrete columns subjected to standard fire of different duration was carried out. Calculation results showed a significant decrease in the bearing capacity and stiffness of the damaged columns and an increase in their plasticity. The unloading stiffness for reinforced concrete columns was less than the initial one. The decrease in unloading stiffness is the more intensive the longer the fire exposure was.

Conclusions. The obtained model is easy to use and suitable for most engineering calculations. The model can be used as a basis for constructing a hysteresis diagram for low-cycle impacts after a fire, which is necessary for seismic analysis of structures in the time domain.

KEYWORDS: reinforced concrete, earthquake, nonlinearity, fire resistance, plastic hinge, fire, seismic resistance

FOR CITATION: Tamrazyan A.G., Chernik V.I. Stiffness of a fire-damaged reinforced concrete column during unloading after high-intensity horizontal impact. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2023; 18(9):1369-1382. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.9.1369-1382 (rus.).

Corresponding author: Ashot G. Tamrazyan, tamrazian@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

Железобетонные колонны в каркасных зданиях в процессе эксплуатации подвергаются комплексу силовых и средовых воздействий. Помимо этого, большую опасность могут представлять комбинации особых воздействий, учет которых в настоящее время недостаточно отражен в нормативной литературе.

К таким комбинациям можно отнести, например, проблемы учета динамического характера нагрузок в условиях предварительных огневых [1] и средовых [2] воздействий, комбинацию сейсмических сил и пожара [3].

Для их изучения важно развитие методов анализа отдельных конструктивных элементов (колонн, балок и т.д.), которые впоследствии можно применять при рассмотрении работы конструктивных систем в целом.

В случае комбинации сейсмических и огневых воздействий основой для разработки теоретических методов являются результаты экспериментальных исследований.

Выделяют четыре стадии разрушения железобетонных колонн в условиях малоциклового нагружения [4]: появление нормальных трещин; разрушение защитного слоя бетона; разрушение центральной части бетонного сечения; окончательный отказ, вызванный потерей устойчивости продольной арматуры.

Такой механизм разрушения называется изгибным. Кроме изгибного, известны также сдвиговой и сжато-сдвиговой механизмы разрушения [5]. Огневое воздействие на железобетонные колонны может изменить их механизм разрушения.

Например, в исследовании [6] установлено, что воздействие пожара перед землетрясением оказывает

влияние не только на несущую способность, деформативность и свойства демпфирования железобетонной одноэтажной и однопролетной рамы, но и на механизм ее разрушения, когда потеря несущей способности происходит по колонне до образования пластических шарниров в балках. Рама, запроектированная на разрушение вследствие образования пластического шарнира в балке, после пожарного воздействия теряет несущую способность из-за разрушения колонны, которое имеет сдвиговой характер.

В работе [7] изучается влияние числа обогреваемых граней колонны на ее сейсмический отклик. Замечено, что при уменьшении числа обогреваемых сторон максимальная температура бетонного ядра уменьшается. При этом увеличивается несущая способность и суммарная рассеиваемая энергия.

Для предотвращения хрупкого разрушения элементов под воздействием сейсмических нагрузок участки колонн и балок, примыкающие к узлам каркаса, густо армируют поперечными хомутами, которые выполняют роль не только раскрепления для продольной арматуры, но и косвенного армирования. В труде [8] приводятся экспериментальные исследования, в которых анализируется влияние косвенного армирования на сейсмостойкость железобетонных колонн, поврежденных пожаром. Однако, по мнению авторов настоящей статьи, шаг хомутов при испытаниях принят достаточно большим — превышает половину рабочей высоты сечения, что значительно снижает эффективность поперечного армирования.

После возникновения пожара в здании, находящемся в сейсмически опасном районе, появляется необходимость усиления поврежденных конструкций для обеспечения сопротивляемости будущим возможным землетрясениям. Наиболее распростра-

ненным методом усиления сегодня считается применение углекомпонитного поперечного армирования. Эффективность данного вида усиления для железобетонных колонн, поврежденных пожаром, показана в публикации [9].

Помимо экспериментальных исследований, интерес представляют также результаты численного моделирования. Было проведено моделирование сборной железобетонной колонны с учетом влияния повреждений, вызванных пожаром при различной его продолжительности [10]. Предложена теоретическая модель сопротивления сдвигу колонны, которая достаточно хорошо согласуется с численным расчетом.

Метод численного моделирования используется авторами не только для анализа отдельных элементов, но и для больших размерных конструктивных систем. В статье [11] исследуется чувствительность критериев оценки сейсмостойкости (форм и частот колебаний, перемещений, усилий) к различному положению огневого воздействия на примере трехпролетного пятиэтажного железобетонного пространственного каркаса. Рассмотрено 16 вариантов положения очага пожара. Результаты моделирования сравниваются с аналитическим расчетом по консольной схеме.

В нелинейной стадии работы рамных каркасов в окрестности опорных узлов балок возникают локальные области упругопластических деформаций. В соответствии с этим в расчетных схемах нелинейные свойства концентрируют в отдельных областях, которые именуются пластическими шарнирами, в то время как колонны и пролетные участки балок работают упруго [12].

Описание нелинейной работы колонн и балок в области условного пластического шарнира обычно выполняется с помощью диаграмм гистерезиса, которые учитывают деградацию прочности и жесткости при малоцикловых колебаниях, потери диссипативной энергии, изменение жесткости при открытии и закрытии трещин (pinching-эффект). Диаграммы гистерезиса обычно строятся в осях «изгибающий момент – кривизна» или «горизонтальная сила – горизонтальное перемещение».

Гистерезисные кривые по возможности должны учитывать наибольшую пластическую сопротивляемость железобетонных конструкций и включать области упрочнения и разупрочнения для установления истинного характера перераспределения усилий в системе. Важным при описании работы железобетонных колонн является проблема задания жесткости при разгрузке, которая бы достаточно точно отражала соотношения между остаточными и упругими перемещениями.

Отдельными исследователями было разработано множество моделей гистерезиса той или иной степени точности. Подробный обзор применяемых гистерезисных кривых представлен в работе [13].

Рассмотрим способы задания жесткости железобетонных элементов при разгрузке на примере ряда моделей гистерезиса, которые используются в практике сейсмостойкого проектирования.

В самых ранних моделях гистерезиса принимался подход, когда жесткость при разгрузке равна начальной эффективной жесткости железобетонного элемента. Такой подход реализован, например, для билинейной диаграммы [14], имеющей площадку текучести, и в работе [15], которая учитывает ветвь упрочнения после достижения предельного усилия. Однако результаты сейсмических расчетов [16] показывают, что для систем, обладающих малой гибкостью (период первого тона колебаний $T_1 < 0,2$ с), существенное влияние на результаты оказывает жесткость при разгрузке отдельных элементов. Несмотря на свою простоту билинейные модели пользуются популярностью, поскольку обладают понятными вычислительными преимуществами.

Дальнейшее развитие методов учета жесткости при разгрузке в гистерезисных моделях предложено в публикации [17]. Данная модель основана на трехлинейной монотонной диаграмме, которая учитывает характерные стадии напряженно-деформированного состояния (НДС): образование трещин в растянутой зоне, достижение напряжениями в растянутой арматуре предела текучести, разрушение элемента. Жесткость при разгрузке K_r задается как функция от текущей жесткости, соответствующей возникновению текучести в растянутой арматуре K_y , и относительной амплитуды D_y/D_{\max} . Жесткость K_r определяется по формуле:

$$K_r = K_y (D_y/D_{\max})^\alpha, \quad (1)$$

где D_y, D_{\max} — абсолютное перемещение при достижении текучести в арматуре и максимальное перемещение на всех циклах соответственно; α — эмпирический коэффициент.

В этом случае коэффициент α постоянен и принят равным 0,4. Постоянный коэффициент α не позволяет учесть тип железобетонного элемента (балка, колонна и т.д.), формы сечения и его армирование. В связи с этим в дальнейших моделях [18, 19] постоянная α принимается на основании обработки экспериментальных данных для конкретной конструкции.

Последующие модели, такие как указаны в труде [20], учитывают не только снижение разгрузочной жесткости по отношению к начальной, но также включают эффект циклической деградации жесткости. Жесткость при разгрузке на i -м цикле устанавливается по следующему выражению:

$$K_{r,i} = (1 - \beta_i) K_{y,i}, \quad (2)$$

где β_i — коэффициент деградации жесткости при разгрузке на i -м цикле.

Такой подход позволяет более точно учитывать перераспределение усилий между элементами несущего каркаса. Коэффициент β_i также является экспериментальным и принимается для каждой конкретной конструкции отдельно.

Приведенные модели, по существу, основаны на эмпирических зависимостях, которые в свою очередь не позволяют гибко учесть возможное разнообразие конструктивных решений элементов. Кроме того, для элементов, предварительно подвергнутых огневому воздействию подобных моделей, на настоящий момент предложено не было.

В настоящей статье разрабатывается модель, которая бы позволила описывать жесткостные характеристики железобетонных колонн при разгрузке с учетом наличия и величины продольной силы, поперечного косвенного армирования, влияния продольного изгиба и разрушения защитного слоя бетона. Предлагаемый подход обобщается на случай элементов, поврежденных стандартным огнем воздействием при различной его продолжительности. В основе метода лежит анализ стадий НДС железобетонного элемента. Процедура метода основана на выявлении опорных точек диаграммы, при достижении которых наблюдается изменение жесткости [21]. Преимуществом служит непосредственный учет распределения напряжений и деформаций в сечении элемента и динамика их изменения при переходе от одной стадии к другой.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

При определении жесткости при разгрузке для железобетонных колонн, поврежденных пожаром, рассмотрим следующую расчетную схему (рис. 1, а): колонна представляется в виде стержня, жестко заземленного по краям; к верхнему торцу колонны приложена постоянная вертикальная осевая сила P

и горизонтальное перемещение δ , которое вызывает в заделке изгибающий момент M . При разгрузке горизонтальное перемещение уменьшается до тех пор, пока изгибающий момент не окажется нулевым ($M = 0$). Динамические эффекты не учитываются [22].

Предварительно исследуемая колонна подвергается огневому воздействию с четырех сторон в соответствии с кривой стандартного пожара по ISO 834. В результате этого сечение элемента будет представлять совокупность зон, прогретых до различной температуры, внутри которых прочностные и деформационные характеристики постоянны. Считаем, что до силового нагружения прошло достаточно времени после пожара для частичного восстановления механических характеристик бетона и арматуры.

Гипотезы и допущения:

- 1) гипотеза Бернулли — поперечные сечения плоские до деформации остаются такими и после;
- 2) эпюра напряжений в бетоне до разгрузки принимается прямоугольной, после разгрузки треугольной с нулевым значением на нейтральном волокне;
- 3) для материалов приняты следующие диаграммы деформирования: билинейные для сжатого бетона (рис. 2, а) и арматуры (рис. 2, б); трехлинейная для бетона, с косвенным армированием в виде часто расположенных поперечных хомутов (рис. 2, с);
- 4) работа растянутого бетона не учитывается;
- 5) напряжения в бетоне и арматуре находятся путем составления и решения уравнений равновесия.

Работа внецентренно сжатого железобетонного элемента при нагружении описывается с помощью билинейной диаграммы в осях «момент M — кривизна ρ » (рис. 1, б). Для задания диаграммы используется всего три параметра: несущая способность (предельный изгибающий момент) M_u , эффективная жесткость EI_{eff} и предельная кривизна ρ_u . Напряженно-деформированное состояние колонны

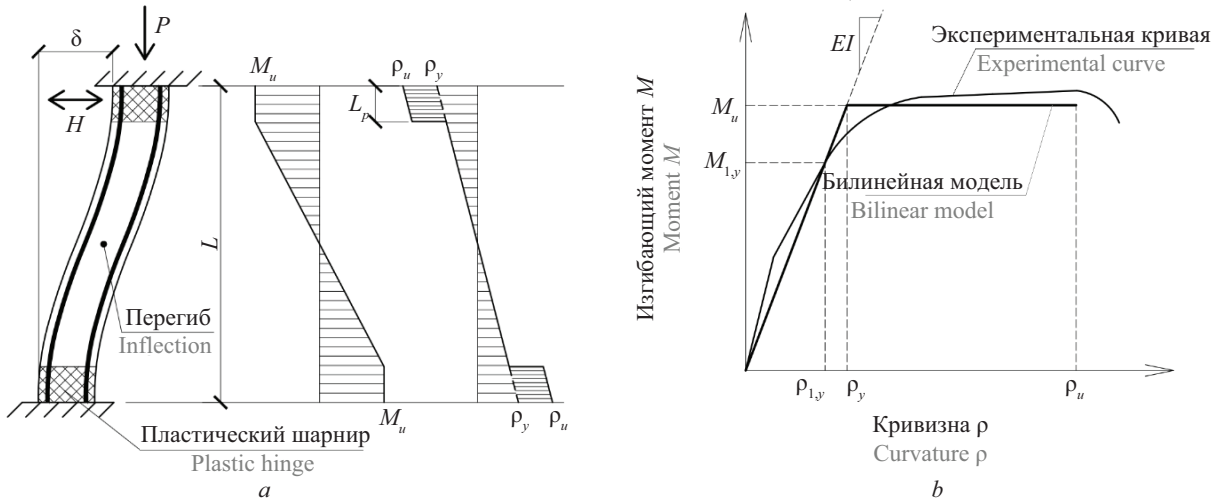


Рис. 1. Расчетная модель колонны рамного каркаса: а — деформированная схема и эпюры усилий в нелинейной стадии; б — билинейная модель деформирования железобетонной колонны в осях «момент — кривизна»

Fig. 1. Calculation model of the frame column: а — deformed diagram and force diagrams in the nonlinear stage; б — bilinear “moment — curvature” model of reinforced concrete column

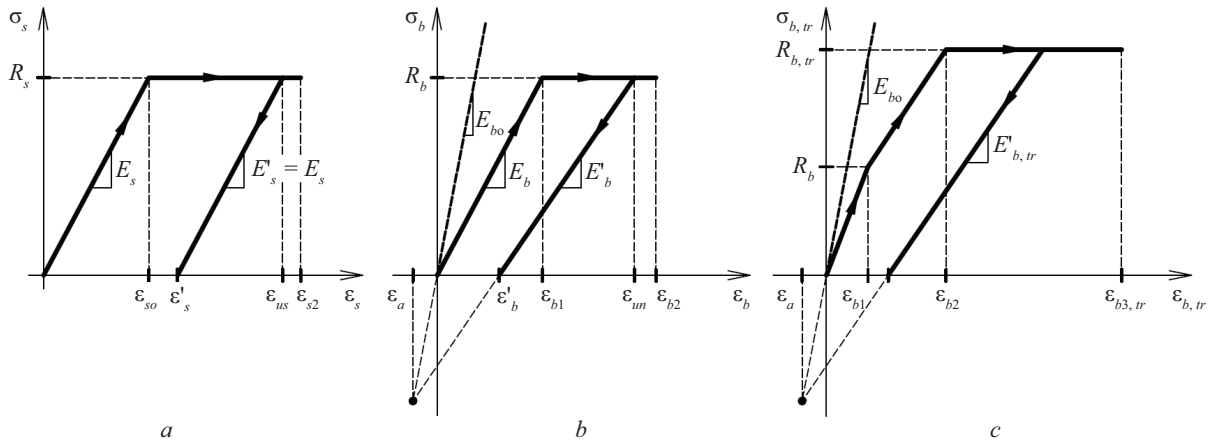


Рис. 2. Диаграммы деформирования: *a* — арматуры; *b* — обычного (неограниченного) бетона; *c* — ограниченного бетона

Fig. 2. Deformation diagrams of: *a* — reinforcement; *b* — normal (unrestricted) concrete; *c* — restricted concrete

рассматривается в наиболее нагруженном сечении в заделке — зона условного пластического шарнира.

Механизм разрушения колонны считаем пластическим при $\xi \leq \xi_R$, т.е. стадия разрушения сечения возникает при достижении в растянутой арматуре предельных напряжений R_s .

Расчетное сечение поврежденной пожаром колонны представим состоящим из n -го числа слоев кольцевой формы, которые прогреты до разной температуры.

Прочностные и деформационные характеристики бетона и арматуры для построения диаграмм деформирования получаются путем умножения их на коэффициенты $\gamma_{bt(st)}$ и $\beta_{b(s)}$ соответственно для расчетных сопротивлений и модулей упругости бетона и арматуры (СП 468.1325800.2019).

Для диаграмм бетона и арматуры введем ветви разгрузки (рис. 2). Как показывают результаты эксперимента [23], при умеренных пластических деформациях жесткость при разгрузке арматурной стали для сжатия и растяжения почти соответствует ее упругой жесткости. В расчетах, проводимых с инженерной точностью, допустимо принять равенство между модулями упругости арматуры при нагружении и разгрузке на всем диапазоне деформирования ($E'_s = E_{sc} = E'_s$).

Бетон, ограниченный и неограниченный поперечными хомутами, в силу накопления внутренних повреждений структуры при сжатии, напротив, подчиняется различным закономерностям при нагружении и разгрузке. Для определения модуля деформации бетона при разгрузке может быть использован подход, принятый в работе [24], который показал хорошую корреляцию с широкой экспериментальной базой.

Согласно этому подходу ветвь разгрузки устанавливается условной точкой пересечения ветви нагружения и вертикальной осью, проходящей через эмпирически определяемую относительную деформацию ϵ_a (см. рис. 2). При этом величина остаточных деформаций после разгрузки бетона $\epsilon'_{b,tr}$

находится на пересечении оси абсцисс и прямой, проходящей через условную точку и точку начала разгрузки с координатами $(\epsilon_{un}, \sigma_{un})$. Тогда остаточную деформацию рассчитаем по формуле:

$$\epsilon'_{b,tr} = \epsilon_{un} - \frac{R_{b,tr}(\epsilon_{un} + \epsilon_a)}{R_{b,tr} + E_{bo}\epsilon_a}, \quad (3)$$

где $R_{b,tr}$ — расчетное сопротивление ограниченного бетона; E_{bo} — начальный модуль упругости бетона. В данном случае следует различать начальный модуль E_{bo} и приведенный модуль E_b .

Эмпирическая деформация ϵ_a получена в работе [25], а также обобщена на случай ограниченного бетона [24]:

$$\epsilon_a = a\sqrt{\epsilon_{un}\epsilon_{b3,tr}}, \quad (4)$$

где a — коэффициент:

$$a = \frac{\epsilon_{b3,tr}}{\epsilon_{b3,tr} + \epsilon_{un}}. \quad (5)$$

Ветвь разгрузки для простоты будем считать прямой, а потери энергии, характеризующиеся площадью петли гистерезиса, равными нулю. В соответствии с этим модуль ограниченного бетона при разгрузке составит:

$$E_{b,tr'} = \frac{R_b}{\epsilon_{un} - \epsilon_{pl}}. \quad (6)$$

Введем параметры билинейной диаграммы, которая характеризует поведение при нагружении железобетонной колонны. Жесткость при нагружении или эквивалентную жесткость EI_{eff} будем определять в соответствии с подходом, предложенным в работе [26], для поврежденных пожаром элемен-

тов. Подход основан на модели, полученной в публикации [27], в которой эквивалентная жесткость железобетонного элемента характеризует наклон прямой, проходящей через начало отсчета, и точки на экспериментальной кривой, которая соответствует изгибающему моменту при первой текучести $M_{1,y}$ — достижение напряжениями в арматуре предела текучести, либо достижением относительными деформациями в бетоне значения ϵ_{b1} . Эквивалентная жесткость определяется системой уравнений:

$$\begin{cases} EI_{eff} = EI_g \frac{0,45 + 2,5N}{1,2 \sum A_{g,i} R_{b,tr(i)}}; \\ 0,2 \leq EI_{eff} \leq 1, \end{cases} \quad (7)$$

где $A_{g,i}$, $R_{b,tr(i)}$ — площадь и расчетное сопротивление i -го слоя бетона брутто без учета образования трещин в растянутой зоне; d — номинальный диаметр арматуры; h , $a = l/2$ — размер поперечного сечения вдоль плоскости изгибающего момента и расстояние от заделки колонны до точки перегиба ее продольной оси. Жесткость бетонного сечения колонны после пожара EI_g определяется как:

$$EI_g = \sum_i E_{b,i} I_{g,i}, \quad (8)$$

где $E_{b,i}$, $I_{g,i}$ — модуль упругости и момент инерции брутто i -го слоя бетона. Несущую способность железобетонной колонны (предельный изгибающий момент M_u) будем находить из рассмотрения стадии разрушения внецентренно сжатого элемента. На этом этапе сечение бетона можно разделить на две основные зоны: защитный слой и ограниченное бетонное ядро. Защитный слой при этом будет деформироваться как обычный (неограниченный) бетон, ядро работает как ограниченный поперечными хомутами бетон. Стадию разрушения железобетонной колонны свяжем с достижением во всех слоях ядра напряжений, равных расчетному сопротивлению для ограниченного бетона $R_{b,tr(i)}$ при соответствующей температуре (рис. 3, а). Предельные напряжения для ограниченного бетона определяются моментом возникновения текучести в поперечных хомутах, т.е. достижения в них расчетного сопротивления $R_{s,tr}$. Задолго до достижения стадии разрушения бетон защитного слоя достигает предельных напряжений ϵ_{b2} . В силу того, что защитный слой не ограничен поперечными хомутами, происходит его разрушение [28]. Разрушение при этом может проходить не в явном виде, это обосновывается наличием ресурса деформативности бетона за указанный предел на оси разупрочнения и удержанием со сто-

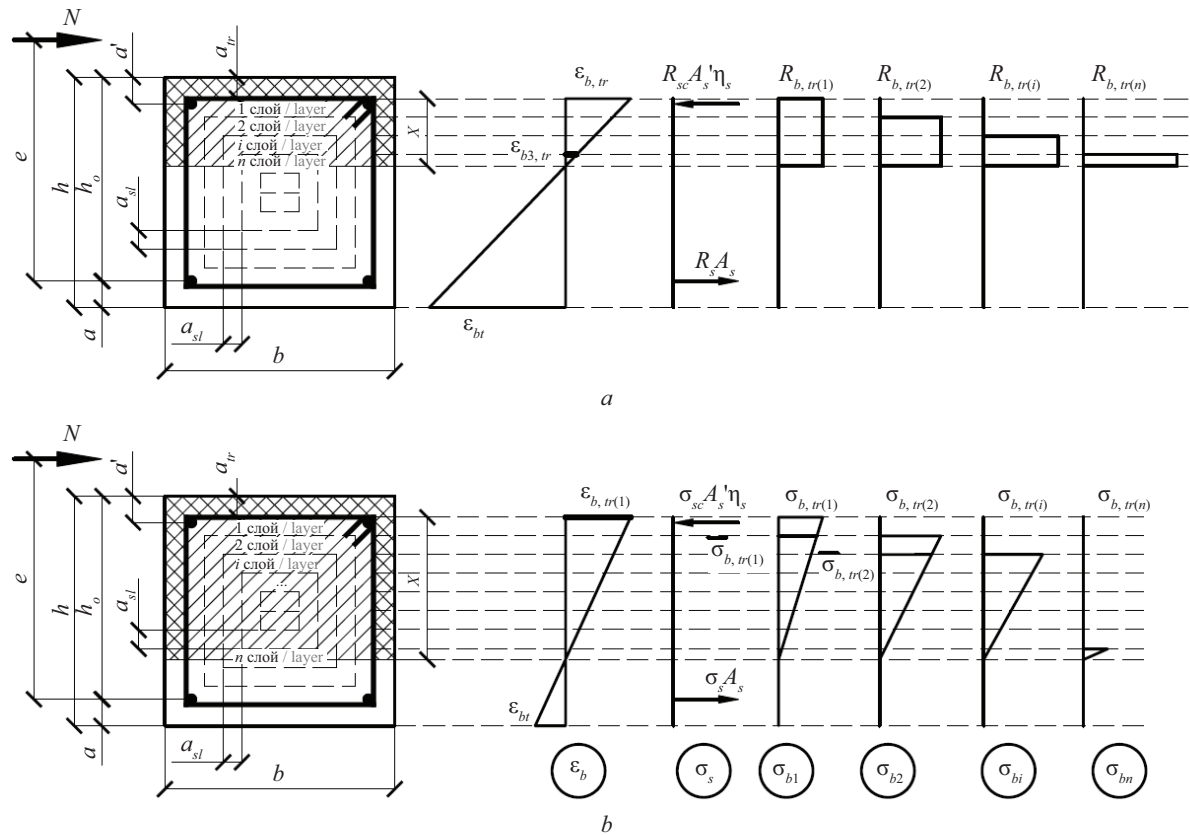


Рис. 3. Схемы распределения напряжений и деформаций (по [21]): а — в стадии разрушения; б — в стадии полной разгрузки
Fig. 3. Diagrams of stress and strain (according to [21]): а — at the fracture stage; б — at the stage of complete unloading

роны соседних менее напряженных участков бетона. Тем не менее доля напряжений, воспринимаемых защитным слоем на этой стадии, будет незначительной, поэтому в дальнейших расчетах ей пренебрегаем.

Предельная кривизна железобетонной колонны ρ_u определяется в соответствии с гипотезой плоских сечений из рассмотрения распределения относительных деформаций в стадии разрушения.

Для установления жесткости железобетонной колонны при разгрузке EI' будем рассматривать стадию НДС сечения при условии, что изгибающий момент $M = 0$.

Изначально для удобства точку разгрузки принимаем в точке на билинейной диаграмме соответствующей стадии разрушения.

Распределение напряжений и деформаций в стадии полной разгрузки показано на рис. 3, б. Напряжения в растянутой σ_s и сжатой σ_{sc} арматуре меньше своих расчетных сопротивлений. При этом напряжения в растянутой арматуре σ_s могут быть и растягивающими, и сжимающими, что уточняется в процессе расчета. Напряжения во всех участках бетона $\sigma_{b,lr(i)}$ распределены по треугольному закону с нулевым значением на нейтральном волокне и во всех точках не превышают расчетного сопротивления.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Определим предельный изгибающий момент M_u . Уравнение суммы проекций сил на продольную ось элемента запишем в виде:

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s \eta_s - N_b = 0, \quad (9)$$

где $\eta_s = 0 - 1$ — коэффициент, который учитывает уменьшение вклада в несущую способность части арматурных стержней, потерявших устойчивость из-за неэффективного удержания поперечной арматурой на участке свободного изгиба хомута; N_b — результирующая продольная сила, воспринимаемая сжатой зоной бетона в стадии разрушения.

Сила N_b находится суммированием напряжений в n участках сжатой зоны с учетом температуры их прогрева:

$$N_b = R_{b,lr(1)} x (b - 2a_{tr}) + \sum_{i=2}^n \left[(R_{b,lr(i)} - R_{b,lr(i-1)}) \times \{b - 2a_{tr} - 2(i-1)a_{sl}\} \{x - (i-1)a_{sl}\} \right], \quad (10)$$

где $R_{b,lr(i)}$ — прочность ограниченного бетона в i -м слое; a_{tr} — расстояние от грани элемента до поперечных хомутов; a_{sl} — толщина i -го слоя бетона.

Высота сжатой зоны x определяется из формулы (9). При этом, как указывалось выше, должно выполняться условие равенства наибольших деформаций в наименее прогретом n -м слое сжатой зоны предельным деформациям ограниченного бетона при данной температуре:

$$\varepsilon_{b,lr(n)}^{\max} = \varepsilon_{b,lr(n)}. \quad (11)$$

Количество учитываемых слоев n устанавливается итерационно до выполнения равенства (9).

Найдем предельный изгибающий момент M_u относительно центра тяжести с учетом влияния продольного изгиба:

$$M_u = \frac{Ne - N \frac{h_o - a'}{2}}{\eta}, \quad (12)$$

где Ne — момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры; η — коэффициент продольного изгиба.

Момент Ne находится из условия:

$$Ne = R_{sc} A'_s \eta_s (h_o - a') + M_b, \quad (13)$$

где M_b — результирующий изгибающий момент, воспринимаемый сжатой зоной бетона.

Момент M_b определяется по формуле:

$$M_b = M_{b1} + M_{b2}, \quad (14)$$

где

$$M_{b1} = R_{b,lr(1)} x (b - 2a_{tr}) (h_o - a_{tr} - 0,5x); \quad (15)$$

$$M_{b2} = \sum_{i=2}^n \left[(R_{b,lr(i)} - R_{b,lr(i-1)}) \times \{b - 2a_{tr} - 2(i-1)a_{sl}\} \times \{x - (i-1)a_{sl}\} \times \left(h_o - a_{tr} - \frac{x - (i-1)a_{sl}}{2} \right) \right]. \quad (16)$$

В силу малости угла поворота сечения кривизну ρ_u найдем по формуле:

$$\rho_u = \frac{\varepsilon_{b,lr(n)}}{x - (n-1)a_{sl}}, \quad (17)$$

где $\varepsilon_{b,lr(n)}$ — предельные относительные деформации для наименее прогретого n -го слоя сжатой зоны.

Далее определим жесткость железобетонной колонны при разгрузке EI' . Запишем уравнение равновесия проекций всех сил на продольную ось элемента для стадии полной разгрузки:

$$N + \sigma_s A_s - \sigma_{sc} A'_s \eta_s - N'_b = 0, \quad (18)$$

где N'_b — результирующая продольная сила, воспринимаемая сжатой зоной бетона в стадии полной разгрузки.

Сила N_b находится суммированием напряжений в n участках сжатой зоны с учетом температуры их прогрева:

$$N_b = \frac{1}{2} \sigma_{b,tr(1)} x (b - 2a_{tr}) + \frac{1}{2} \sum_{i=2}^n [(\sigma_{b,tr(i)} - \sigma_{b,tr(i-1)}) \times \{b - 2a_{tr} - 2(i-1)a_{sl}\} \{x - (i-1)a_{sl}\}]. \quad (19)$$

Заметим, что напряжения $\sigma_{b,tr(1)}, \sigma_{b,tr(2)}, \dots, \sigma_{b,tr(i)}, \dots, \sigma_{b,tr(n)}$ линейно связаны между собой. Рассмотрим зависимость между максимальными напряжениями на соседних слоях бетона. Ввиду равенства деформаций для разных слоев, которые находятся на одном волокне, получим:

$$\bar{\sigma}_{b,tr(i)} = \frac{E'_{b,tr(i)}}{E'_{b,tr(i-1)}} \sigma_{b,tr(i-1)}. \quad (20)$$

Из геометрических построений на рис. 3, b следует:

$$\sigma_{b,tr(i)} = \frac{x - (i-1)a_{sl}}{x - (i-2)a_{sl}} \bar{\sigma}_{b,tr(i-1)}. \quad (21)$$

Принимая во внимание формулы (20) и (21), получим искомую зависимость:

$$\sigma_{b,tr(i)} = \frac{E'_{b,tr(i)}}{E'_{b,tr(i-1)}} \frac{x - (i-1)a_{sl}}{x - (i-2)a_{sl}} \sigma_{b,tr(i-1)}. \quad (22)$$

Проводя последовательную подстановку в формулу (22) величин для разных слоев бетона, убедимся, что максимальные напряжения для каждого из n участков бетона можно выразить через соответствующие напряжения для первого слоя. Имеем:

$$\sigma_{b,tr(i)} = \omega_i \sigma_{b,tr(1)}, \quad (23)$$

где ω_i — коэффициент перехода от напряжений в первом слое бетона к напряжениям в i -м слое:

$$\omega_i = \frac{E'_{b,tr(i)}}{E'_{b,tr(1)}} \frac{x - (i-1)a_{sl}}{x}. \quad (24)$$

С учетом выражения (23) преобразуем формулу (19):

$$N_b = \frac{1}{2} \sigma_{b,tr(1)} x (b - 2a_{tr}) + \frac{1}{2} \Omega_{tr} \sigma_{b,tr(1)} \times \sum_{i=2}^n [\{b - 2a_{tr} - 2(i-1)a_{sl}\} \{x - (i-1)a_{sl}\}], \quad (25)$$

где

$$\Omega_{tr} = \frac{E_{b,tr(n)} [x - (n-1)a_{sl}]}{E'_{b,tr(1)} x} - 1. \quad (26)$$

Аналогично условию (13) запишем уравнение для определения момента $(Ne)'$:

$$(Ne)' = \sigma_{sc} A'_s \eta_s (h_o - a') + M'_b, \quad (27)$$

где

$$M'_b = M'_{b1} + M'_{b2}; \quad (28)$$

$$M'_{b1} = \frac{1}{2} \sigma_{b,tr(1)} x (b - 2a_{tr}) (h_o - a_{tr} - 0,5x); \quad (29)$$

$$M'_{b2} = \frac{1}{2} \Omega_{tr} \sigma_{b,tr(1)} \sum_{i=2}^n [\{b - 2a_{tr} - 2(i-1)a_{sl}\} \times \{x - (i-1)a_{sl}\} \{h_o - a_{tr} - (x - (i-1)a_{sl})/3\}]. \quad (30)$$

Момент $(Ne)'$ получим с учетом формулы (12) при $M = 0$.

В итоге для двух уравнений (17) и (27) имеем четыре неизвестные ($\sigma_{b,tr(1)}, \sigma_s, \sigma_{sc}, x$). Используя принцип плоских сечений, исключим две лишние неизвестные:

$$\sigma_{sc} = \sigma_{b,tr(1)} \frac{E_s (x - 0,5d)}{xE'_{b,tr(1)}}, \quad (31)$$

$$\sigma_s = \sigma_{b,tr(1)} \frac{E_s (h_o - a_{tr} - x)}{xE'_{b,tr(1)}}. \quad (32)$$

Остаточная кривизна после разгрузки ρ' может быть определена, например, из условия:

$$\rho' = \frac{\sigma_{b,tr(1)}}{E'_{b,tr(1)} x}. \quad (33)$$

Жесткость железобетонной колонны после пожара EI' с учетом вышеописанного может быть найдена по формуле:

$$EI' = \frac{M_u}{\rho_u - \rho'}. \quad (34)$$

Заметим, что количество слоев n , как и в случае рассмотрения стадии разрушения, определяется итерационно до выполнения условия (18).

Используя полученные выше зависимости, проведем численное сравнение жесткостных характеристик трех железобетонных колонн при разгрузке. Колонны предварительно подвергнуты стандартному огневому воздействию по ISO 834 с четырех сторон. Одна из колонн считается не поврежденной пожаром, продолжительность пожара для двух

оставшихся колонн 30 и 60 мин. Температура на наружной поверхности колонн устанавливается следующей зависимостью:

$$T = 345 \lg(0,133\tau + 1) + T_e, \quad (35)$$

где τ — время нагрева, мин; T_e — начальная температура.

Все колонны имеют сечение размером $b = h = 300$ мм, остальные геометрические характеристики приведены на рис. 4, а. Бетон колонн имеет класс В20.

Арматура колонн А500: продольное армирование из четырех стержней диаметром $\varnothing 25$ мм ($A_s = A'_s = 982$ мм²), поперечное армирование из часто расположенных замкнутых хомутов диаметром $\varnothing 8$ мм с шагом $s_w = 100$ мм (коэффициент поперечного армирования по объему $\rho_s = 0,005$). Всю арматуру считаем эффективно раскрепленной от потери устойчивости $\eta_s = 1$.

Расчетная схема колонн представляет собой консоль, геометрическая высота которой равна $L = 1,5$ м. Тогда расчетная длина составит $l_0 = 2L = 3$ м.

Распределение температурных полей по сечению элементов определяется расчетом в ПК SCAD Office. Теплотехнический расчет проводится путем решения дифференциальных уравнений Фурье в конечно-элементной постановке. Результаты теплотехнического расчета приведены на рис. 4, б, с.

Далее сечение колонны разбивается на отдельные слои толщиной $a_{sl} = 25$ мм. Температура в каждом слое считается постоянной и устанавливается как среднее между максимальным и минимальным значениями температур по результатам расчета в ПК SCAD Office. Механические характеристики бетона и арматуры определяются в зависимости от температуры прогрева данного слоя посредством введения коэффициентов к расчетным сопротивлениям, отно-

сительным деформациям и модулям упругости — коэффициенты $\gamma_{b(sl)}$ и $\beta_{b(s)}$ по СП 468.1325800.2019.

Прочность ограниченного бетона $R_{b,tr}$ находится по зависимостям, предложенным в работе [24]:

$$R_{b,tr} = R_b + 4,1R_e. \quad (36)$$

Эффективное боковое давление R_e для квадратного сечения найдем по формуле:

$$R_e = k_e \rho_s R_{s,tr}, \quad (37)$$

где k_e — коэффициент эффективности удержания, который учитывает неравномерное обжатие бетона в сечениях, отличных от круглого; $R_{s,tr}$ — предел текучести поперечной арматуры.

Величина продольной силы принята равной $N = 300$ кН.

По формулам, полученным в настоящей работе, выполняется построение диаграмм в осях «момент M — кривизна ρ ». После достижения стадии разрушения строится ось разгрузки железобетонной колонны до достижения нулевого изгибающего момента $M = 0$ (см. рис. 5).

По полученным результатам устанавливается общая энергия, рассеиваемая на цикле нагружения, которая численно равна площади петли, образуемой диаграммой и осью абсцисс. Рассеиваемая энергия определяется по формуле:

$$W = \frac{M_u (\rho_u - \rho_y + \rho')}{2}, \quad (38)$$

где ρ_u — кривизна, соответствующая точке перегиба билинейной диаграммы.

Результаты расчета объединены в таблице.

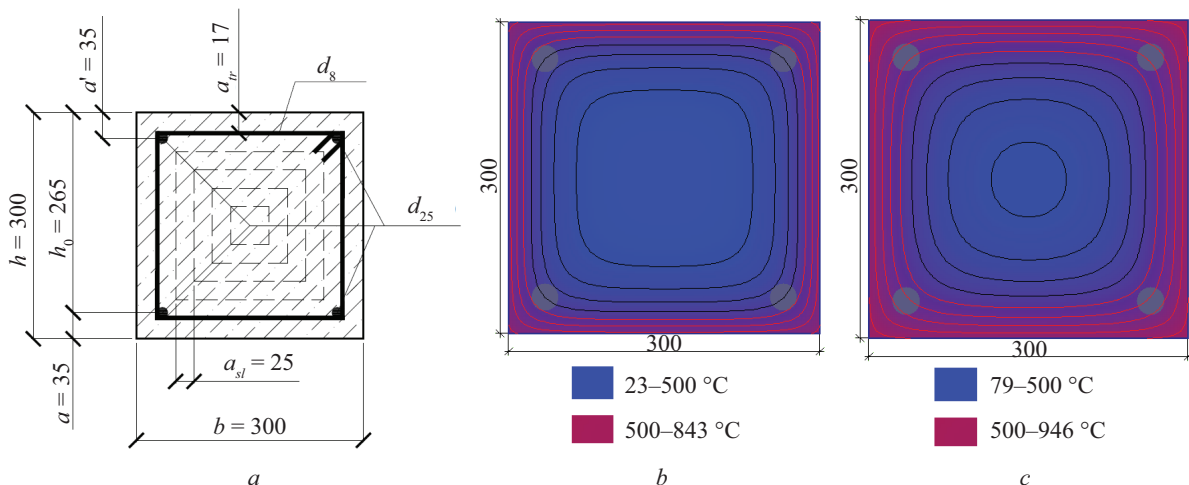


Рис. 4. Результаты теплотехнического расчета: а — расчетное сечение колонны; б — температурные поля в сечении после стандартного пожара (ISO 834) продолжительностью 30 мин; с — температурные поля в сечении после стандартного пожара (ISO 834) продолжительностью 60 мин

Fig. 4. Results of thermotechnical calculations: а — section of the column; б — temperature fields in the section after a standard fire (ISO 834) lasting 30 min; с — temperature fields in the section after a standard fire (ISO 834) lasting 60 min

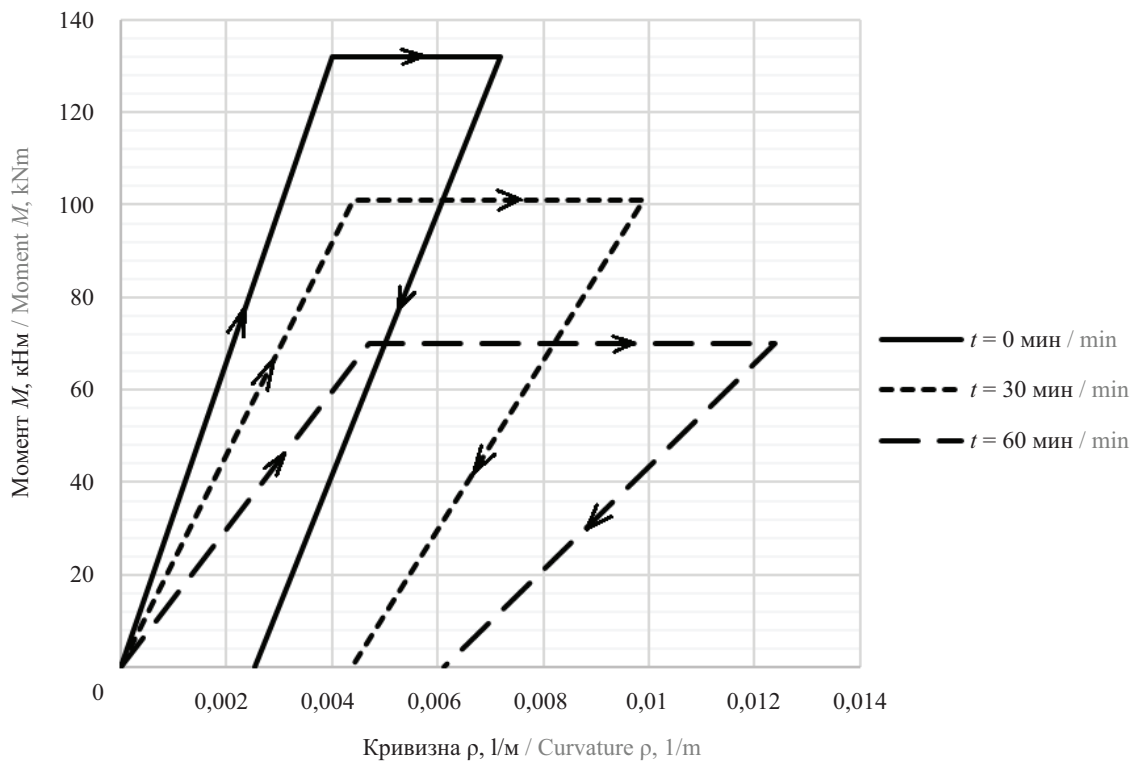


Рис. 5. Результаты расчета по предлагаемой билинейной модели при различной продолжительности стандартного пожара (ISO 834), мин

Fig. 5. Calculation results of the proposed bilinear model for different duration of a standard fire (ISO 834), min

Результаты расчета по билинейной модели (при $N = 300$ кН)

Results of calculation by bilinear model (at $N = 300$ kN)

Параметр Parameter	Формула Formula	Продолжительность стандартного пожара по ISO 834 Standard fire time according to ISO 834		
		0 мин 0 min	30 мин 30 min	60 мин 60 min
Эффективная жесткость EI_{eff} , МПа Effective stiffness EI_{eff} , MPa	(7)	33,15	23,11	15,46
Предельный момент M_u , кН·м Ultimate moment M_u , kN·m	(12)	132,33	101,12	70,66
Кривизна перегиба ρ_v , м ⁻¹ Inflection curvature ρ_v , m ⁻¹	M_u/EI_{eff}	0,0041	0,0044	0,0047
Предельная кривизна ρ_u , м ⁻¹ Ultimate curvature ρ_u , m ⁻¹	(17)	0,0072	0,0099	0,0124
Остаточная кривизна ρ' , м ⁻¹ Residual curvature ρ' , m ⁻¹	(33)	0,0025	0,0043	0,0061
Жесткость разгрузки EI' , МПа Unloading stiffness EI' , MPa	(34)	28,35	18,26	11,15
Рассеиваемая энергия W , Н Dissipated energy W , N	(38)	379,10	498,37	483,77

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Из полученных билинейных диаграмм видно, что железобетонные колонны, предварительно подвергнутые стандартному огневому воздействию, обладают меньшей несущей способностью M_u и эф-

фективной жесткостью EI_{eff} чем контрольная колонна. Пластические свойства обожженных колонн, напротив, увеличиваются, что следует из больших значений предельной кривизны ρ_u .

Жесткость при разгрузке EI' для всех колонн оказалась меньше начальной эффективной жестко-

сти EI_{eff} . Причем при увеличении времени огневого воздействия уменьшение жесткости EI' более явно: для необожженной колонны EI' оно составило около 86 % от начальной жесткости, для колонны после 30 мин пожара — 79 % и для колонны после 60 мин пожара — 72 %.

Такое снижение жесткостных характеристик при разгрузке обосновано, прежде всего, накоплением повреждений в бетонном ядре, а также выключением из работы бетона защитного слоя.

Колонны, поврежденные пожаром, по результатам расчета обладают большими диссипативными свойствами, о чем говорит увеличение рассеиваемой энергии W на цикле с ростом продолжительности огневого воздействия. Причем роста W при переходе от стандартного огневого воздействия продолжительностью 30 мин к 60 мин не происходит, наоборот, наблюдается даже незначительное уменьшение. Рассеиваемая энергия по отношению к стандартной железобетонной колонне увеличилась примерно в 1,3 раза. Этот процесс вызван повышением доли пластических деформаций для поврежденных колонн.

На основании приведенных результатов можно сделать вывод, что поврежденный пожаром в каком-либо отсеке железобетонный рамный каркас будет демонстрировать гораздо более высокие амплитуды колебаний при сейсмическом воздействии. Такое поведение, помимо дополнительного перераспределения усилий на неповрежденные пожаром элементы, может спровоцировать разрушение не несущих конструкций ограждений и перегородок, которые проектировались на гораздо меньшие величины поэтажных сдвигов.

Полученные в данной работе зависимости позволяют провести оценку жесткости железобетонных колонн при разгрузке после стандартного пожара различной продолжительности. Преимуществом

предложенного подхода является возможность его применения в инженерных расчетах аналитическими (численно-аналитическими) методами, не прибегая к трудоемкому конечно-элементному моделированию. При этом метод обладает достаточной точностью, поскольку основан на непосредственном рассмотрении распределения напряжений и деформаций в сечении элемента.

Стоит отметить, что в условиях сейсмических нагрузок элементы здания испытывают симметричные или близкие к ним малоцикловые воздействия. Сжатая и растянутая зоны сечений элементов попеременно меняются местами. В таком случае дальнейшим направлением в развитии предлагаемой модели служит учет не только разгрузки железобетонной колонны, но и последующего нагружения в обратном направлении.

Поведение колонны при обратном нагружении будет обладать специфическими свойствами, поскольку трещины в растянутой зоне на начальном этапе приложения нагрузки все еще находятся в раскрытом состоянии, что приводит к уменьшению жесткости. После закрытия трещин жесткость колонны резко возрастает. Графически это будет выражаться в сплющивании гистерезисной диаграммы деформирования по диагонали, проходящей через второй и четвертый квадранты. Данный процесс называется эффектом защемления или pinching-эффектом [13].

При нагружении элемента в течение более одного цикла будет возникать деградация жесткостных и прочностных характеристик [19]. Таким образом, общая способность каркаса эффективно воспринимать и перераспределять сейсмические нагрузки с каждым циклом падает. При будущем развитии предложенного подхода следует учитывать процесс деградации механических характеристик.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2018. Vol. 365. P. 052034. DOI: 10.1088/1757-899X/365/5/052034
2. Савин С.Ю., Колчунов В.И., Федорова Н.В. Несущая способность железобетонных внецентренно сжатых элементов каркасов зданий при коррозионных повреждениях в условиях особых воздействий // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 1. № 1. С. 46–54. EDN RHHWVO.
3. Tamrazyan A., Chernik V. Equivalent viscous damping ratio for a RC column under seismic load after a fire // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. 2021. Vol. 1030. Issue 1. P. 012095. DOI: 10.1088/1757-899X/1030/1/012095
4. Demir U., Goksu C., Binbir E., Ilki A. Impact of time after fire on post-fire seismic behavior of RC columns // Structures. 2020. Vol. 26. Pp. 537–548. DOI: 10.1016/j.istruc.2020.04.049
5. Li L.-Z., Liu X., Yu J.-T., Lu Z.-D., Su M.-N., Liao J.-H. et al. Experimental study on seismic performance of post-fire reinforced concrete frames // Engineering Structures. 2019. Vol. 179. Pp. 161–173. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.10.080
6. Xiao J.-Z., Li J., Huang Z.-F. Fire response of high-performance concrete frames and their post-fire seismic performance // ACI Structural Journal. 2008. Vol. 105. Issue 5. DOI: 10.14359/19936

7. Xu Y., Chen Y., Yan B., Zheng Y., Luo Y. Post-fire seismic behaviors of concrete stub columns indifferent fire exposure cases // *Journal of Vibration and Shock*. 2020. Issue 18. Pp. 11–19. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2020.18.002

8. Ioannou I., Rossetto T., Rush D., Melo J. Simplified model for pre-code RC column exposed to fire followed by earthquake // *Scientific Reports*. 2022. Vol. 12. Issue 1. DOI: 10.1038/s41598-022-13188-z

9. Melo J., Triantafyllidis Z., Rush D., Bisby L., Rossetto T., Arède A. et al. Cyclic behaviour of as-built and strengthened existing reinforced concrete columns previously damaged by fire // *Engineering Structures*. 2022. Vol. 266. P. 114584. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114584

10. Liu L., Xiao J. Simulation on seismic performance of the post-fire precast concrete column with grouted sleeve connections // *Structural Concrete*. 2023. Vol. 24. Issue 3. Pp. 3299–3313. DOI: 10.1002/suco.202200663

11. Tamrazyan A., Matseevich T. The Criteria for Assessing the Safety of Buildings with a Reinforced Concrete Frame during an Earthquake after a Fire // *Buildings*. 2022. Vol. 12. Issue 10. P. 1662. DOI: 10.3390/buildings12101662

12. Тамразян А.Г., Черник В.И. Учет последствий пожара при проектировании железобетонных зданий в сейсмоопасных районах // XIV Рос. нац. конф. по сейсмостойкому строительству и сейсмическому районированию (с междунар. участием) : сб. мат. 2021. С. 114–117. DOI: 10.37153/2687-0045-2021-14-114-117

13. Sengupta P., Li B. Hysteresis modeling of reinforced concrete structures: State of the art // *ACI Structural Journal*. 2016. Vol. 114. Issue 1. DOI: 10.14359/51689422

14. Veletsos A.S., Newmark N.M., Chelapati C.V. Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions // *Proceedings of 3rd World Conference on Earthquake Engineering*. 1965.

15. Clough R.W., Johnston S.B. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements // *Proceedings of 2nd Japan National Conference on Earthquake Engineering*. 1966.

16. Mahoney M. Effects of strength and stiffness degradation on seismic response // FEMA P440A. 2009.

17. Takeda T., Sozen M.A., Nielson N.N. Reinforced concrete response to simulated earthquakes // *Journal of the Structural Division*. 1970. Vol. 96. Issue 12. Pp. 2557–2573. DOI: 10.1061/JSDEAG.0002765

18. Imbeault F.A., Nielsen N.N. Effect of degrading stiffness on the response of multistory frames subjected to earthquakes // *Proceedings of 5th World Conference on Earthquake Engineering*. 1973. Pp. 1756–1765.

19. Dowell R.K., Seible F., Wilson E.L. Pivot hysteresis model for reinforced concrete members // *ACI Structural Journal*. 1998. Vol. 95. Issue 5. DOI: 10.14359/575

20. Ibarra L.F., Medina R.A., Krawinkler H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration // *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2005. Vol. 34. Issue 12. Pp. 1489–1511. DOI: 10.1002/eqe.495

21. Тамразян А.Г., Черник В.И., Мацеевич Т.А., Манаенков И.К. Аналитическая модель деформирования железобетонных колонн на основе механики разрушения // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2022. Т. 18. № 6. С. 573–583. DOI: 10.22363/1815-5235-2022-18-6-573-583

22. Алексейцев А.В. Анализ устойчивости железобетонной колонны при горизонтальных ударных воздействиях // *Железобетонные конструкции*. 2023. Т. 2. № 2. С. 3–12. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.2.3-12

23. Kunnath S.K., Heo Y.A., Mohle J.F. Nonlinear uniaxial material model for reinforcing steel bars // *Journal of Structural Engineering*. 2009. Vol. 135. Issue 4. Pp. 335–343. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:4(335)

24. Mander J.B., Priestley J.N., Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete // *Journal of Structural Engineering*. 1988. Vol. 114. Pp. 1804–1826. DOI: 10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804)

25. Takiguchi K., Kokusho S., Kobayashi K. Analysis of reinforced concrete sections subjected to bi-axial bending moments // *Transactions of the Architectural Institute of Japan*. 1976. Vol. 250. Issue 0. Pp. 1–8. DOI: 10.3130/aijsaxx.250.0_1

26. Черник В.И. Эффективная жесткость железобетонных колонн после пожара // *Перспективы науки*. 2022. № 5 (152). С. 88–92. EDN RTKIBE.

27. Elwood K.J., Eberhard M.O. Effective stiffness of reinforced concrete columns // *ACI Structural Journal*. 2009. Vol. 106. Issue 4. DOI: 10.14359/56613

28. Moehle J. Seismic design of reinforced concrete buildings. 2014.

Поступила в редакцию 7 апреля 2023 г.

Принята в доработанном виде 3 июня 2023 г.

Одобрена для публикации 3 июня 2023 г.

ОБ АВТОРАХ: Ашот Георгиевич Тамразян — доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 447901, ResearcherID: T-1253-2017, Scopus: 55975413900, ORCID: 0000-0003-0569-4788; tamrazian@mail.ru;

Владимир Игоревич Черник — преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций;
Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ);
129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 1091685, ResearcherID: AAD-8260-2022, Scopus:
57218420224, ORCID: 0000-0001-6240-9993; chernik_vi@mail.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Tamrazyan A.G., Avetisyan L.A. Behavior of compressed reinforced concrete columns under thermodynamic influences taking into account increased concrete deformability. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018; 365:052034. DOI: 10.1088/1757-899X/365/5/052034
2. Savin S.Yu., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Ductility of eccentrically compressed elements of RC frame damaged by corrosion under accidental impacts. *Reinforced concrete structures*. 2023; 1(1):46-54. EDN RHWVVO. (rus.).
3. Tamrazyan A., Chernik V. Equivalent viscous damping ratio for a RC column under seismic load after a fire. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2021; 1030(1):012095. DOI: 10.1088/1757-899X/1030/1/012095
4. Demir U., Goksu C., Binbir E., Ilki A. Impact of time after fire on post-fire seismic behavior of RC columns. *Structures*. 2020; 26:537-548. DOI: 10.1016/j.istruc.2020.04.049
5. Li L.-Z., Liu X., Yu J.-T., Lu Z.-D., Su M.-N., Liao J.-H. et al. Experimental study on seismic performance of post-fire reinforced concrete frames. *Engineering Structures*. 2019; 179:161-173. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.10.080
6. Xiao J.-Z., Li J., Huang Z.-F. Fire response of high-performance concrete frames and their post-fire seismic performance. *ACI Structural Journal*. 2008; 105(5). DOI: 10.14359/19936
7. Xu Y., Chen Y., Yan B., Zheng Y., Luo Y. Post-fire seismic behaviors of concrete stub columns indifferent fire exposure cases. *Journal of Vibration and Shock*. 2020; 18:11-19. DOI: 10.13465/j.cnki.jvs.2020.18.002
8. Ioannou I., Rossetto T., Rush D., Melo J. Simplified model for pre-code RC column exposed to fire followed by earthquake. *Scientific Reports*. 2022; 12(1). DOI: 10.1038/s41598-022-13188-z
9. Melo J., Triantafyllidis Z., Rush D., Bisby L., Rossetto T., Arède A. et al. Cyclic behaviour of as-built and strengthened existing reinforced concrete columns previously damaged by fire. *Engineering Structures*. 2022; 266:114584. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114584
10. Liu L., Xiao J. Simulation on seismic performance of the post-fire precast concrete column with grouted sleeve connections. *Structural Concrete*. 2023; 24(3):3299-3313. DOI: 10.1002/suco.202200663
11. Tamrazyan A., Matseevich T. The criteria for assessing the safety of buildings with a reinforced concrete frame during an earthquake after a fire. *Buildings*. 2022; 12(10):1662. DOI: 10.3390/buildings12101662
12. Tamrazyan A.G., Chernik V.I. Consideration of the effects of fire in the design of reinforced concrete buildings in earthquake-prone areas. *XIV Russian National Conference on Earthquake Engineering and Seismic Zoning (with international participation)*. 2021; 114-117. DOI: 10.37153/2687-0045-2021-14-114-117 (rus.).
13. Sengupta P., Li B. Hysteresis modeling of reinforced concrete structures: State of the art. *ACI Structural Journal*. 2016; 114(1). DOI: 10.14359/51689422
14. Veletsos A.S., Newmark N.M., Chelapati C.V. Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions. *Proceedings of 3rd World Conference on Earthquake Engineering*. 1965.
15. Clough R.W., Johnston S.B. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. *Proceedings of 2nd Japan National Conference on Earthquake Engineering*. 1966.
16. Mahoney M. Effects of strength and stiffness degradation on seismic response. *FEMA P440A*. 2009.
17. Takeda T., Sozen M.A., Nielson N.N. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*. 1970; 96(12):2557-2573. DOI: 10.1061/JSDEAG.0002765
18. Imbeault F.A., Nielsen N.N. Effect of degrading stiffness on the response of multistory frames subjected to earthquakes. *Proceedings of 5th World Conference on Earthquake Engineering*. 1973; 1756-1765.
19. Dowell R.K., Seible F., Wilson E.L. Pivot hysteresis model for reinforced concrete members. *ACI Structural Journal*. 1998; 95(5). DOI: 10.14359/575
20. Ibarra L.F., Medina R.A., Krawinkler H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2005; 34(12):1489-1511. DOI: 10.1002/eqe.495
21. Tamrazyan A.G., Chernik V.I., Matseevich T.A., Manaenkov I.K. Analytical model of deformation of reinforced concrete columns based on fracture mechanics. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022; 18(6):573-583. DOI: 10.22363/1815-5235-2022-18-6-573-583 (rus.).
22. Alekseytsev A.V. Stability of the RC Column under horizontal impacts. *Reinforced Concrete*

Structures. 2023; 2(2):3-12. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.2.3-12 (rus.).

23. Kunnath S.K., Heo Y.A., Mohle J.F. Nonlinear uniaxial material model for reinforcing steel bars. *Journal of Structural Engineering*. 2009; 135(4):335-343. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:4(335)

24. Mander J.B., Priestley J.N., Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*. 1988; 114:1804-1826. DOI: 10.1061/(asce)0733-9445(1988)114:8(1804)

25. Takiguchi K., Kokusho S., Kobayashi K. Analysis of reinforced concrete sections subjected to bi-

axial bending moments. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*. 1976; 250(0):1-8. DOI: 10.3130/aajsaxx.250.0_1

26. Chernik V.I. Effective stiffness of reinforced concrete columns after a fire. *Science Prospects*. 2022; 5(152):88-92. EDN RTKIBE. (rus.).

27. Elwood K.J., Eberhard M.O. Effective stiffness of reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*. 2009; 106(4). DOI: 10.14359/56613

28. Moehle J. *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. 2014.

Received April 7, 2023.

Adopted in revised form on June 3, 2023.

Approved for publication on June 3, 2023.

B I O N O T E S: **Ashot G. Tamrazyan** — Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 447901, ResearcherID: T-1253-2017, Scopus: 55975413900, ORCID: 0000-0003-0569-4788; tamrazian@mail.ru;

Vladimir I. Chernik — Lecturer of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 1091685, ResearcherID: AAD-8260-2022, Scopus: 57218420224, ORCID: 0000-0001-6240-9993; chernik_vi@mail.ru.

Contribution of the authors: all authors made equivalent contributions to the publication.

The authors declare that there is no conflict of interest.