



УДК 69.07

DOI: 10.22227/2949-1622.2026.2.25-32

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ/RESEARCH ARTICLE

Влияние продольной силы при смене знака изгибающего момента

С.О. Курнавина*, М.В. Васиховский

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

* KurnavinaSO@mgsu.ru

Ключевые слова: железобетон, колонна, каркас, сейсмическое воздействие, пластические деформации

История статьи

Поступила в редакцию: 27.04.2026

Доработана: 02.05.2026

Принята к публикации: 04.05.2026

Для цитирования

Курнавина С.О., Васиховский М.В.
Влияние продольной силы при
смене знака изгибающего момента // Железобетонные конструкции. 2026. Т. 14. № 2. С. 25–32.

Аннотация. При сейсмических воздействиях в железобетонных конструкциях каркасных зданий развиваются пластические деформации. Их влияние на прочность и деформативность здания при сейсмических воздействиях изучено недостаточно и практически не учитывается в действующих российских нормах по сейсмостойкому строительству. Проведены экспериментальные исследования влияния пластических деформаций на работу изгибаемых элементов при знакопеременных воздействиях большой интенсивности. Они показали, что после начала текучести в растянутой арматуре раскрывшиеся трещины не смыкаются при разгрузке. Это приводит к формированию сквозных трещин при действии изгибающего момента обратного знака. Для оценки влияния продольной сжимающей силы на этот процесс проведены вычисления инженерным методом. Результаты вычислений показали, что чрезмерные пластические деформации внецентренно сжатых железобетонных элементов при сейсмическом воздействии еще на этапе возрастания изгибающего момента могут привести к разрушению бетона сжатой зоны. Кроме того, выявлено, что наличие сжимающей силы приводит к смыканию трещин при разгрузке даже после начала текучести растянутой арматуры. Сделан вывод о необходимости ограничения пластических деформаций арматуры при расчете железобетонных внецентренно сжатых и изгибаемых элементов при сейсмических воздействиях.

Influence of Longitudinal Force at Change of Bending Moment Sign

S.O. Kurnavina*, M.V. Vasihovskiy

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

* KurnavinaSO@mgsu.ru

Курнавина Софья Олеговна, к.т.н., 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: 5145-4823, ORCID: 0000-0003-1096-7808, E-mail: KurnavinaSO@mgsu.ru

Васиховский Марк Валерьевич, аспирант, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ), 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; E-mail: m.vasihovskij@yandex.ru

© Курнавина С.О., Васиховский М.В., 2026



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

Keywords: reinforced concrete, column, frame, seismic impact, plastic strain

Article history

Received: 27.04.2026

Revised: 02.05.2026

Accepted: 04.05.2026

For citation

Kurnavina S.O., Vasihovskiy M.V. Influence of Longitudinal Force at Change of Bending Moment Sign. *Reinforced concrete structures*. 2026; 2(14):25-32.

Abstract. Under seismic impacts, plastic deformations develop in reinforced concrete structures of frame buildings. Their influence on the strength and deformability of the buildings under seismic effects has not been studied enough and is practically not taken into account in the current Russian standards for seismic resistant construction. Experimental studies of the effect of plastic deformations on the behavior of bent elements under alternating effects of high intensity have been carried out. They showed that after the start of yield in the tensile reinforcement, the opened cracks do not close during unloading. This leads to the formation of through cracks under the action of the bending moment of the opposite sign. To evaluate the effect of the longitudinal compressive force on this process, calculations were carried out by the engineering method. The results of calculations have shown that excessive plastic deformations of eccentrically compressed reinforced concrete elements under seismic impact even at the stage of increasing bending moment can lead to the destruction of the concrete of the compressed zone. In addition, it was revealed that the presence of compressive force leads to the closure of cracks during unloading even after the beginning of the yield in tensile reinforcement. It was concluded that it is necessary to limit the plastic deformations of reinforcement when calculating reinforced concrete eccentrically compressed and bent elements under seismic impacts.

ВВЕДЕНИЕ

При сейсмических воздействиях большой интенсивности в растянутой арматуре колонн и балок железобетонных каркасных зданий развиваются пластические деформации [1–4]. С одной стороны, работа зданий за пределом упругости создает определенный резерв несущей способности, а также приводит к поглощению энергии сейсмического воздействия. С другой стороны, очевидно, что неупругие деформации в железобетонных конструкциях не могут развиваться неограниченно, так как они существенным образом сказываются на прочностных и деформационных характеристиках зданий [5–7]. Тем не менее в действующих российских нормах по сейсмостойкому строительству ограничение пластических деформаций конструкций не предусмотрено, а их наличие учитывается только путем введения понижающего коэффициента K_1 , единого для всех конструкций, что не позволяет учитывать в должной мере реальную работу конструкций [8–14].

МЕТОД

Проведены экспериментальные исследования работы изгибаемых элементов при смене знака изгибающего момента [15, 16]. Испытывались 15 шарнирно опертых железобетонных балок пролетом 1,5 м и с размерами поперечного сечения 200×200 мм с симметричным продольным армированием в виде четырех стержней $\varnothing 10$ А500С на действие двух сосредоточенных сил. Армирование, геометрические характеристики и параметры материалов были приняты одинаковыми для всех образцов. Испытано 7 серий образцов. Балки эталонной серии испытывались монотонно возрастающей нагрузкой вплоть до разрушения.

Балки остальных серий испытывались в два этапа. Сначала балка нагружалась до достижения заданной величины пластических деформаций растянутой арматуры. Значение коэффициента пластичности варьировалось в пределах от 1,21 до 5,51. Затем производилась разгрузка, после которой определялись величины остаточных деформаций. После чего балка переворачивалась и опять нагружалась по той же схеме вплоть до разрушения.

Sofia O. Kurnavina, 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: 5145-4823, ORCID: 0000-0003-1096-7808, E-mail: KurnavinaSO@mgsu.ru.

Mark V. Vasihovskiy, 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; E-mail: m.vasihovskij@yandex.ru

Как показали результаты экспериментов, в пластической стадии работы арматуры в растянутой зоне происходит развитие трещин, которые не смыкаются при снятии нагрузки, а при смене знака изгибающего момента эти несомкнутые трещины оказываются в сжатой зоне. При увеличении момента обратного знака смыкание остаточной трещины в сжатой зоне отстает от раскрытия трещины в растянутой зоне. В результате обе трещины сливаются и формируется сквозная трещина по всей высоте сечения. Смыкание трещины в сжатой зоне происходит при сравнительно небольших значениях пластических деформаций арматуры на предыдущем цикле нагружения. На рис. 1 представлена зависимость коэффициента пластичности, соответствующего смыканию трещины на втором полуцикле, от максимального коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения.

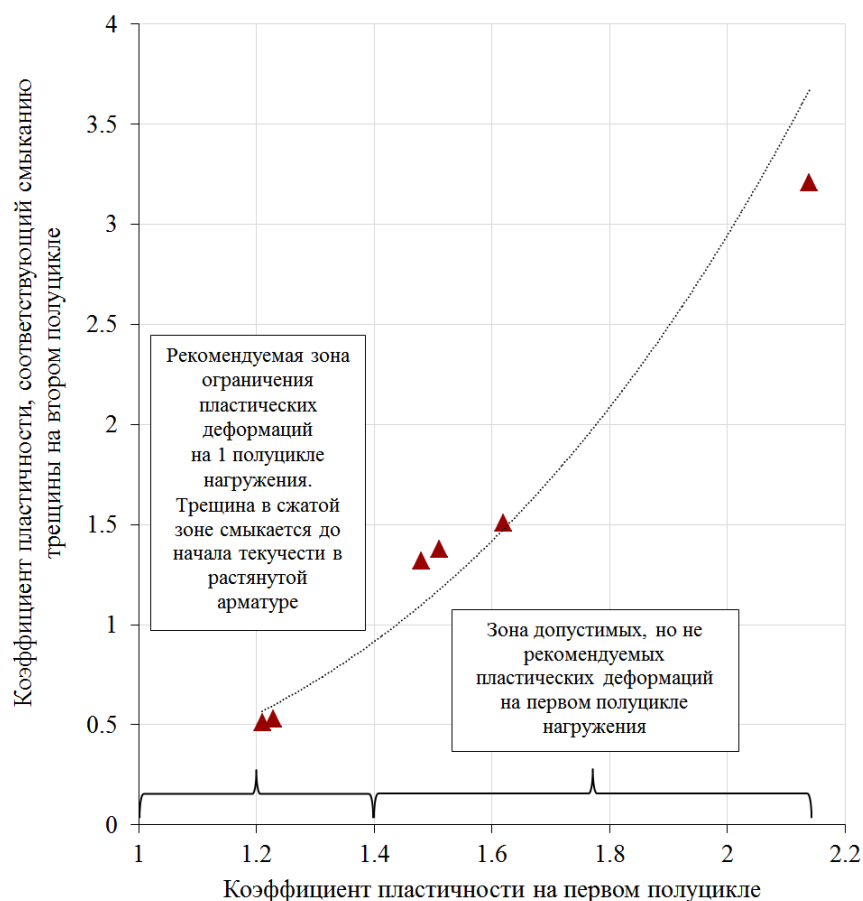


Рис. 1. Зависимость коэффициента пластичности, соответствующего смыканию трещины на втором полуцикле, от максимального коэффициента пластичности в первом полуцикле

Fig. 1. Dependence of the plasticity coefficient corresponding to the crack closure in the second half-cycle on the maximum plasticity coefficient in the first half-cycle

По результатам эксперимента рекомендовано ограничивать максимальные пластические деформации при выполнении инженерных расчетов, чтобы при смене знака усилия избежать формирования сквозных трещин. Для условий эксперимента рекомендовано ограничить значение максимального коэффициента пластичности по деформациям арматуры величиной $\mu_{pl,1} = 1,4$. В этом случае при смене знака изгибающего момента сквозные трещины смыкаются до начала текучести в растянутой арматуре. При коэффициенте пластичности $\mu_{pl,1} = 2,14$ сквозные трещины смыкались уже непосредственно перед разрушением. Это значение можно считать предельным.

При этом пластические деформации могут развиваться не только в изгибаемых, но и во внецентренно сжатых элементах в случае больших эксцентриситетов. Как показывает анализ

последствий землетрясений, это характерно для каркасных зданий небольшой этажности [5] и особенно для конструкций зданий с гибкими нижними этажами [17]. С одной стороны, во внецентренно сжатых элементах наличие продольной сжимающей силы должно способствовать смыканию трещин при разгрузке и смене знака изгибающего момента, вследствие этого величина максимального коэффициента пластичности в первом полуцикле нагружения может быть больше. С другой стороны, вследствие дополнительного сжатия еще на первом полуцикле нагружения возможно разрушение бетона сжатой зоны при меньших значениях коэффициента пластичности.

Поскольку пока еще не проведено достаточное количество экспериментальных и численных исследований, посвященных анализу влияния пластических деформаций на напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатых железобетонных элементов, можно использовать приближенный способ для его примерной оценки. Предполагается, что имеет место случай больших эксцентриситетов при сейсмических воздействиях, т.е. возможно развитие пластических деформаций в растянутой арматуре.

Метод основан на рассмотрении уравнений равновесия продольных сил и изгибающих моментов с учетом зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне и арматуре, а также геометрической гипотезы, определяющей распределение деформаций по высоте сечения. Усилия в бетоне сжатой зоны определяются путем интегрирования напряжений по высоте сечения. Основные предпосылки и расчетные уравнения данного метода для изгибаемых элементов приведены в работе [18]. В качестве основной геометрической гипотезы на всех этапах нагружения предлагается гипотеза билинейных сечений.

В случае внецентренного сжатия в уравнениях равновесия необходимо учитывать наличие (и при необходимости изменение) сжимающей силы, а распределение деформаций по высоте сечения в сжатой зоне удобно записать в виде:

$$\varepsilon_{b,\max}(y) = \varepsilon_{b,\max}(0) \cdot \frac{h_{b,\max} - y}{h_{b,\max}}. \quad (1)$$

Деформации по высоте сечения в растянутой зоне:

$$\varepsilon_{b,\max}(y) = \frac{\varepsilon_{b,\max}(0)}{A_i} \cdot \frac{h_{b,\max} - y}{h_{b,\max}}, \quad (2)$$

где $\varepsilon_{b,\max}$ — деформация крайнего сжатого волокна;

A_i — коэффициент гипотезы билинейных сечений для деформаций или их приращений на данном этапе нагружения;

$h_{b,\max}$ — высота сжатой зоны бетона.

Основные предпосылки для случая внецентренного сжатия сходны с теми, что применяются для изгибаемых элементов [18].

При разгрузке (когда изгибающий момент равен 0) возможны два случая. Осева деформация сжатия ε_c в момент смены знака изгибающего момента по модулю может превышать пластические деформации растянутой арматуры:

$$|\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{a2,pl}| = \left| \left(1 - k_{pl,a2} \right) \cdot \frac{R_s}{E_s} \right|, \quad (3)$$

где $k_{pl,a2}$ — коэффициент пластичности по деформациям растянутой арматуры, равный отношению максимальных деформаций к деформации, соответствующей началу текучести;

R_s — расчетное сопротивление арматуры;

E_s — модуль упругости арматуры.

В этом случае приращение растягивающих деформаций обратного знака превышает максимальные деформации, т.е.:

$$|\delta\varepsilon_b(y)| \geq |\varepsilon_{a2,\max}|. \quad (4)$$

Тогда при смене знака кривизны трещина полностью смыкается, но при этом колонна сохраняет некоторую остаточную кривизну и деформации сжатия. Несущую способность при смене знака изгибающего момента можно рассчитывать как для полного сечения.

Если условие (4) не выполняется, то остается несомкнутая остаточная трещина, и бетонное сечение включено в работу не полностью. Напряжения в сжатой зоне и в растянутой арматуре будут разного знака, а напряжения в бетоне — неравномерными. Но при этом момент относительно любой точки будет равен 0.

Предполагаем, что разгрузка или незначительное повторное нагружение будут происходить по прямым, параллельным касательной к диаграмме в начальной точке. При этом гипотеза билинейных сечений соблюдается и для приращений деформаций при разгрузке, и для остаточных деформаций. При разгрузке изгибающий момент относительно центра тяжести сечения уменьшается до нуля, т.е. отрицательное приращение момента равно $\delta M = -M_y$, а приращение сжимающей силы $\delta N = N_{ст} - N_{max}$.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Проведены расчеты приближенным методом внецентренно сжатых элементов с параметрами, соответствующими параметрам образцов в испытаниях на изгиб [19]. Сечение находится под действием постоянной сжимающей силы, имитирующей продольное усилие от статической нагрузки и изгибающего момента, возрастающего до максимального значения, а потом уменьшающегося до нуля (этап разгрузки). Работа сечения при смене знака изгибающего момента не рассматривалась.

В табл. 1 представлены значения предельных коэффициентов пластичности, соответствующих началу разрушения бетона сжатой зоны, для различных значений сжимающей силы при $\epsilon_R = 0,002$, $\epsilon_{b,ult} = 0,0035$. Поскольку отсутствуют экспериментальные данные о коэффициенте гипотезы билинейных сечений для случая внецентренного сжатия, коэффициент А принимался равным единице, т.е. применялась принятая в большинстве случаев гипотеза плоских сечений.

Таблица 1

Предельные значения коэффициента пластичности $k_{pl,a2}$ при монотонном нагружении			
$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0}$	0,1	0,2	0,3
$k_{pl,a2}$	2,946	1,853	1,162

Table 1

Limit values of the plasticity coefficient $k_{pl,a2}$ under monotonic loading			
$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0}$	0.1	0.2	0.3
$k_{pl,a2}$	2.946	1.853	1.162

Как видно из табл. 1, величина пластических деформаций в случае внецентренного сжатия должна быть ограничена еще до смены знака усилия, чтобы избежать разрушения бетона сжатой зоны. Коэффициент пластичности, соответствующий разрушению бетона сжатой зоны, значительно меньше предельного коэффициента пластичности при изгибе [15] и уменьшается с возрастанием сжимающей силы.

В табл. 2 представлены значения деформаций в крайнем сжатом и растянутом волокне для этого же элемента, а также в сжатой и растянутой арматуре при нагружении до максимального значения и при разгрузке для $\alpha_n = 0,2$.

Таблица 2

Величина деформаций при нагружении и при разгрузке в зависимости от максимального коэффициента пластичности

$N = 144,8 \text{ кН}; \alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = 0,2$							
Деформации	Коэффициент пластичности $k_{pl,a2}$						
	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8
$\varepsilon_{b,\max}(0) \cdot 10^3$	2,518	2,664	2,775	2,911	3,056	3,213	3,391
$\varepsilon_{a1,\max} \cdot 10^3$	1,373	1,419	1,469	1,523	1,583	1,655	1,743
$\varepsilon_{a2,\max} \cdot 10^3$	-3,996	-4,297	-4,627	-4,958	-5,288	-5,619	-5,949
$\varepsilon_{\max}(h) \cdot 10^3$	-5,11	-5,221	-5,933	-6,346	-6,76	-7,177	-7,597
$\varepsilon_{\text{ост}}(0) \cdot 10^3$	0,787	0,908	1,034	1,167	1,309	1,466	1,644
$\varepsilon_{s1,\text{ост}} \cdot 10^3$	0,661	0,938	0,985	1,038	1,099	1,17	1,258
$\varepsilon_{s2,\text{ост}} \cdot 10^3$	1,388	1,075	0,759	0,44	0,117	-0,211	-0,543
$\varepsilon_{\text{ост}}(h) \cdot 10^3$	1,494	1,105	0,711	0,312	-0,094	-0,507	-0,929

Table 2

The magnitude of deformation during loading and unloading, depending on the maximum plasticity coefficient

$N = 144,8 \text{ кН}; \alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = 0,2$							
Deformation	Coefficient of plasticity $k_{pl,a2}$						
	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
$\varepsilon_{b,\max}(0) \cdot 10^3$	2.518	2.664	2.775	2.911	3.056	3.213	3.391
$\varepsilon_{a1,\max} \cdot 10^3$	1.373	1.419	1.469	1.523	1.583	1.655	1.743
$\varepsilon_{a2,\max} \cdot 10^3$	-3.996	-4.297	-4.627	-4.958	-5.288	-5.619	-5.949
$\varepsilon_{\max}(h) \cdot 10^3$	-5.11	-5.221	-5.933	-6.346	-6.76	-7.177	-7.597
$\varepsilon_{\text{ост}}(0) \cdot 10^3$	0.787	0.908	1.034	1.167	1.309	1.466	1.644
$\varepsilon_{s1,\text{ост}} \cdot 10^3$	0.661	0.938	0.985	1.038	1.099	1.17	1.258
$\varepsilon_{s2,\text{ост}} \cdot 10^3$	1.388	1.075	0.759	0.44	0.117	-0.211	-0.543
$\varepsilon_{\text{ост}}(h) \cdot 10^3$	1.494	1.105	0.711	0.312	-0.094	-0.507	-0.929

Как видно из табл. 2, с ростом коэффициента пластичности меняется характер распределения деформаций по высоте сечения. Кроме того, при величине коэффициента $\alpha = 0,2$ происходит практически полное смыкание трещин при максимальном коэффициенте пластичности меньше 1,6. Это отчасти связано с тем, что при наличии несомкнутой трещины смещается центр тяжести сечения и меняется эксцентриситет приложения сжимающей силы (рис. 2).

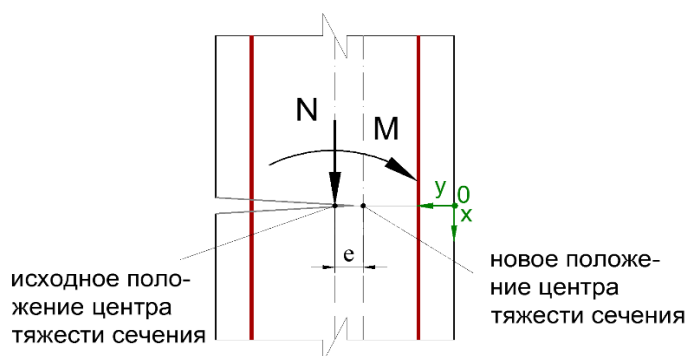


Рис. 2. Дополнительный момент от продольной силы, возникающий после раскрытия трещины
Fig. 2. Additional moment from the longitudinal force that occurs after the crack opens

Также по результатам расчета видно, что еще на первом полупериоде нагружения при достижении максимального коэффициента пластичности деформации сжатого бетона в крайнем волокне превышают ε_d .

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам проведенных расчетов можно сделать вывод о необходимости ограничения величины максимальных деформаций арматуры в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах: как во избежание разрушения бетона от сжатия, так и для того, чтобы избежать возникновения несмыкающихся остаточных трещин. Их наличие при смене знака усилия приводит к формированию сквозной трещины и снижению несущей способности этих элементов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абаканов М.С. Малоцикловая прочность железобетонных конструкций каркасных зданий при действии нагрузок типа сейсмических. Алма-Ата : АО «КазНИИСА», 2016. 132 с.
2. Тамразян А.Г., Мацевич Т.А. Оценка степени повреждения зданий при землетрясениях методом статистического моделирования // Железобетонные конструкции. 2024. № 7 (3). С. 3–11. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.3-11
3. Трекин Н.Н., Михайлова С.С. Результаты расчета высотного здания на сейсмическое воздействие по различным нормативным документам // Железобетонные конструкции. 2025. № 11 (3). С. 58–68. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.58-68
4. Раззаков С.Р. Сейсмостойкость нелинейно деформируемых большепролетных пространственных конструкций уникальных зданий // Железобетонные конструкции. 2023. № 4 (4). С. 52–65. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.4.52-65
5. Garnitsky V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Damage development process in reinforced concrete frame under the action of seismic loads // Concrete and reinforced concrete — glance at future : Proceedings of the III All Russian (II International) Conference on concrete and reinforced concrete. Moscow, 2014. Vol. 2. Pp. 57–67.
6. Тихонов И.Н. О причинах катастрофического разрушения железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях // Жилищное строительство. 2023. № 5. С. 13–21. DOI: 10.31659/0044-4472-2023-5-13-21
7. Yerimbetov B.T., Chalabayev B.M., Kunanbayeva Ya.B., Ussenkulov Zh.A., Orazbayev Zh.I., Aldiyarov Zh.A. Seismic resistance of multi-storey reinforced concrete wall-frame structures at destructive earthquakes // Periodicals of Engineering and Natural Sciences. 2019. Vol. 7. No. 4. Pp. 1582–1598.
8. Тихонов И.Н., Крылов С.Б., Звездов А.И., Смирнова Л.Н., Тихонов Г.И., Гончаров Е.Е. Оценка сейсмостойкости зданий из железобетона на стадии проектирования // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2022. № 5. С. 31–46. DOI: 10.37153/2618-9283-2022-5-31-46
9. Симборт Э. Методика выбора коэффициента редукции сейсмических нагрузок K_1 при заданном уровне коэффициента пластичности // Magazine of Civil Engineering. 2012. № 1. С. 44–52.
10. Кабанцев О.В., Усеинов Э.С., Шарипов Ш. О методике определения коэффициента допускаемых повреждений сейсмостойких конструкций // Вестник ТГАСУ. 2016. № 2. С. 117–129.
11. Kabantsev O.V., Perelmuter A.V. Plastic behavior particularities of structures subjected to seismic loads // Magazine of Civil Engineering. 2021. Vol. 105 (5). No. 10513. DOI: 10.34910/MCE.105.13
12. Padmanabham K., Rambabu K. Seismic Damage and Fracture Mechanism of Reinforced Concrete Beam-Column Joints // International Journal of Science and Research (IJSR). 2018. Vol. 7. Issue 8. Pp. 1286–1292. DOI: 10.21275/ART2019882
13. Мирсаяпов И.Т., Нуриева Д.М. Оценка сейсмостойкости многоэтажных каркасных зданий с учетом нелинейного поведения конструкций и взаимодействия с основанием // Известия КГАСУ. 2005. № 1 (3). С. 24–27.
14. Абаканов М.С. Прочность железобетонных конструкций при малоцикловых нагружениях типа сейсмических // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2013. № 5. С. 30–34.
15. Курнавина С.О., Цацулин И.В., Манаенков И.К. Влияние пластических деформаций на работу железобетонных изгибаемых элементов при смене знака усилия // Строительство и реконструкция. 2021. № 6. С. 50–62. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-98-6-50-62
16. Kurnavina S., Tsatsulin I. Limitation of displacements of frame buildings under seismic impacts // E3S Web of Conferences. 2024. Vol. 533. P. 02038.

17. Акбиев Р.Т., Абаканов М.С. Оперативная оценка последствий разрушительного землетрясения в Турции (по официальным опубликованным данным СМИ и глобальной сети) // Геология и окружающая среда. 2023. Т. 3. № 1. С. 35–51.
18. Курнавина С.О., Цацулин И.В. Влияние пластических деформаций на высоту несомкнутой остаточной трещины в сжатой зоне бетона // Строительство и реконструкция. 2020. № 5. С. 13–21. DOI: 10.33979/2073-7416-2020-91-5-13-21
19. Курнавина С.О., Цацулин И.В. Напряженно-деформированное состояние железобетонных балок при смене знака усилия // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 2. С. 44–52.

REFERENCES

1. Abakanov M.S. Low-cycle strength of reinforced concrete structures of frame buildings under seismic-type loads. Almaty, JSC “KazNIISA”, 2016; 132. (In Russian).
2. Tamrazyan A.G., Matseevich T.A. Estimation of Damage Degree of Buildings in Earthquakes by Statistical Modeling Method. *Reinforced concrete structures*. 2024; 7(3):3-11. DOI: 10.22227/2949-1622.2024.3.3-11 (In Russian).
3. Trekin N.N., Mikhailova S.S. The Results of Calculating the Seismic Impact of a High-Rise Building According to Various Regulatory Documents. *Reinforced concrete structures*. 2025; 11(3):58-68. DOI: 10.22227/2949-1622.2025.3.58-68 (In Russian).
4. Razzakov S.R. Seismic Resistance of Non-Linearly Deformable Large-Span Spatial Structures of Unique Buildings. *Reinforced concrete structures*. 2023; 4(4):52-65. DOI: 10.22227/2949-1622.2023.4.52-65 (In Russian).
5. Garnitsky V.I., Golda Yu.L., Kurnavina S.O. Damage development process in reinforced concrete frame under the action of seismic loads. *Concrete and reinforced concrete — glance at future : Proceedings of the III All Russian (II International) Conference on concrete and reinforced concrete*. Moscow, 2014; 2:57-67.
6. Tikhonov I.N. On the causes of catastrophic failure of reinforced concrete structures under seismic actions. *Housing Construction*. 2023; 5:13-21. (In Russian).
7. Yerimbetov B.T., Chalabayev B.M., Kunanbayeva Ya.B., Ussenkulov Zh.A., Orazbayev Zh.I., Aldiyarov Zh.A. Aldiyarov Seismic resistance of multi-storey reinforced concrete wall-frame structures at destructive earthquakes. *Periodicals of Engineering and Natural Sciences*. 2019; 7(4):1582-1598.
8. Tikhonov I.N., Krylov S.B., Zvezdov A.I., Smirnova L.N., Tikhonov G.I., Goncharov E.E. Assessment of seismic resistance of reinforced concrete buildings at the design stage. *Earthquake-resistant Construction. Safety of Structures*. 2022; 5:31-46. DOI: 10.37153/2618-9283-2022-5-31-46 (In Russian).
9. Simbort E. Method for selecting the seismic load reduction coefficient K1 at a given level of ductility factor. *Magazine of Civil Engineering*. 2012; 1:44-52. (In Russian).
10. Kabantsev O.V., Useinov E.S., Sharipov Sh. On the method for determining the coefficient of allowable damage of seismic-resistant structures. *Bulletin of TGASU (Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering)*. 2016; 2:117-129. (In Russian).
11. Kabantsev O.V., Perelmutter A.V. Plastic behavior particularities of structures subjected to seismic loads. *Magazine of Civil Engineering*. 2021; 105(5):10513. DOI: 10.34910/MCE.105.13
12. Padmanabham K., Rambabu K. Seismic Damage and Fracture Mechanism of Reinforced Concrete Beam-Column Joints. *International Journal of Science and Research*. 2018; 7(8):1286-1292. DOI: 10.21275/ART2019882
13. Mirsayapov I.T., Nurieva D.M. Assessment of seismic resistance of multi-storey frame buildings taking into account nonlinear behavior of structures and interaction with the foundation. *Proceedings of KGASU (Kazan State University of Architecture and Civil Engineering)*. 2005; 1(3):24-27. (In Russian).
14. Abakanov M.S. Strength of reinforced concrete structures under low-cycle loadings of seismic type. *Earthquake-resistant Construction. Safety of Structures*. 2013; 5:30-34. (In Russian).
15. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V., Manaenkov I.K. Influence of plastic deformations on the behavior of reinforced concrete flexural members under sign reversal of force. *Construction and Reconstruction*. 2021; (6):50-62. (In Russian).
16. Kurnavina S., Tsatsulin I. Limitation of displacements of frame buildings under seismic impacts. *E3S Web of Conferences*. 2024; 533:02038.
17. Akbiev R.T., Abakanov M.S. Rapid assessment of the consequences of the destructive earthquake in Turkey (based on official published media and global network data). *Geology and Environment*. 2023; 3(1):35-51. (In Russian).
18. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. Influence of plastic deformations on the height of the unclosed residual crack in the compressed zone of concrete. *Construction and Reconstruction*. 2020; (5):13-21. (In Russian).
19. Kurnavina S.O., Tsatsulin I.V. Stress-strain state of reinforced concrete beams under sign reversal of force. *Industrial and Civil Engineering*. 2023; 2:44-52. (In Russian).