

Вестник Томского государственного
архитектурно-строительного университета.
2024. Т. 26. № 2. С. 104–112.

ISSN 1607-1859 (для печатной версии)
ISSN 2310-0044 (для электронной версии)

Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo
arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta –
Journal of Construction and Architecture.
2024; 26 (2): 104–112.

Print ISSN 1607-1859
Online ISSN 2310-0044

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

УДК 693.22:624.04

DOI: 10.31675/1607-1859-2024-26-2-104-112

EDN: HOISNK

АНАЛИЗ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО БЕЗРИГЕЛЬНОГО КАРКАСА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ЗДАНИЯ НА РАЗЛИЧНОЙ СТАДИИ ЕГО РАБОТЫ

Иван Иванович Подшивалов

*Томский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Томск, Россия*

Аннотация. Объектом исследования являются несущая способность и устойчивость железобетонного безригельного каркаса в условиях линейной и физически нелинейной работы его материалов при статическом нагружении.

Цель работы состоит в анализе прочности безригельного железобетонного каркаса с применением коэффициента конструктивной прочности в линейном расчете и коэффициента использования по несущей способности, определенных по теории расчета по предельной поверхности элементов, а также линейной и физически нелинейной устойчивости с применением концепции предельной отпорности системы.

Расчетное обоснование несущей способности и устойчивости безригельного железобетонного каркаса здания на различной стадии работы его материалов выполнено в программном комплексе Ing+2021 MicroFe с разработкой расчетной конечно-элементной пространственной модели.

Результаты. Получены результаты, когда при обеспечении конструктивной прочности и несущей способности безригельного железобетонного каркаса линейная и физически нелинейная устойчивость обеспечиваются с достаточным запасом, в результате чего выполняются условия прочности и устойчивости безригельного железобетонного каркаса экспериментального здания по первой группе предельных состояний.

Ключевые слова: железобетонный каркас, прочность, несущая способность, устойчивость, линейная и нелинейная работа, расчетная модель

Для цитирования: Подшивалов И.И. Анализ несущей способности и устойчивости железобетонного безригельного каркаса экспериментального здания на различной стадии его работы // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2024. Т. 26. № 2. С. 104–112. DOI: 10.31675/1607-1859-2024-26-2-104-112. EDN: HOISNK

ORIGINAL ARTICLE

BEARING CAPACITY AND STABILITY OF REINFORCED CONCRETE COMPOSITE FRAME WITHOUT COLLAR BEAMS AT DIFFERENT OPERATION STAGES

Ivan I. Podshivalov

Tomsk State University of Architecture and Building, Tomsk, Russia

Abstract. The paper studies the load-bearing capacity and stability of reinforced concrete composite frame without collar beams during linear and physically nonlinear operation of its materials under static loading.

Purpose: The strength analysis of a reinforced concrete frame without collar beams using the coefficient of structural strength in the linear calculation and use factor by bearing capacity determined by the limit surface of elements, as well as linear and physically nonlinear stability based on the limit repulsion of the system.

Methodology: The computational substantiation of the bearing capacity and stability of the reinforced concrete frame at different stages of materials performance, is carried out in the Ing+2021 MicroFe program with the proposed finite element spatial model.

Research findings: The structural strength and bearing capacity are calculated for reinforced concrete composite frame without collar beams during linear and physically nonlinear operation of its materials under static loading.

Keywords: reinforced concrete frame, strength, bearing capacity, stability, linear and nonlinear performance, calculation model

For citation: Podshivalov I.I. Bearing capacity and stability of reinforced concrete composite frame without collar beams at different operation stages. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2024; 26 (2): 104–112. DOI: 10.31675/1607-1859-2024-26-2-104-112. EDN: HOISNK

При анализе статической работы экспериментального здания возникает необходимость в оценке напряженно-деформированного состояния железобетонного безригельного каркаса на всех стадиях работы арматуры и бетона его стержневых конструктивных элементов – начиная с линейного расчета и заканчивая нелинейным расчетом с использованием теории предельных поверхностей. Расчет железобетонного каркаса на устойчивость, выполняемый, как правило, в линейной постановке, является также обязательным. В настоящее время для более полного анализа выполнения условий по первой группе предельных состояний, помимо вышеуказанных расчетов, необходимостью становится выполнение физически нелинейного расчета железобетонного каркаса на устойчивость по концепции предельной отпорности с заданием работы бетона и арматуры по трехлинейной и по билинейной диаграммам деформирования соответственно.

Основные преимущества монолитного и сборного домостроения наиболее эффективно используются в сборно-монолитном исполнении каркаса [1]. Монолитные конструкции позволяют возводить здания любой формы. Основным преимуществом сборных конструкций является возможность устройства

стен и перекрытий заводского изготовления. В сборно-монолитном домостроении наблюдается, с одной стороны, завышенная оценка конструктивных решений [2], а с другой – недостаточная экспериментальная база данных для объективного анализа несущей способности, жесткости и трещиностойкости конструкций [3].

Применение монолитного ребристого перекрытия, по сравнению с плоским перекрытием, позволяет получить конструкцию с более высокой несущей способностью, жесткостью и трещиностойкостью, а также приводит к уменьшению расхода бетона и арматуры [4]. При этом в жилых зданиях из-за малой высоты помещений устройство ригелей нежелательно [5].

Конструктивное решение сборно-монолитного каркаса здания повышенной этажности предложено в работе [6], где пространственная устойчивость обеспечивается арматурным соединением и замоноличиванием стыков сборных панелей-рам, монолитных участков ригелей и дисков сборных плит перекрытий.

Конструкции железобетонного каркаса должны сохранять свои основные функции на протяжении всего периода эксплуатации [7]. Здание следует проектировать таким образом, чтобы в случае разрушения одного из элементов весь объект или его отдельная часть сохраняли работоспособность в течение времени, достаточного для принятия срочных мер [8].

Расчет стержневых железобетонных систем в нелинейной постановке можно выполнить по теории предельных поверхностей по методике, приведенной, например, в работе [9], где по экспериментальным результатам испытания железобетонных колонн в нелинейной деформированной модели построены области прочности нормального сечения «N-M-M» и «N-e-e», получены их огибающие поверхности, разработаны рекомендации по обоснованию прочности при косом внецентренном сжатии.

Благодаря использованию расчетных программ в проектировании стало возможным выполнение расчетов стержневых систем путем непосредственного анализа их равновесия с учетом перемещений от внешних воздействий – расчет по деформированной схеме. При этом появилась возможность проверки общей устойчивости всего сооружения, в отличие от поэлементной проверки устойчивости по нормам проектирования [10].

В концепции расчета конструкций по предельному поведению В.В. Катюшина в рамных конструкциях может возникнуть ситуация, когда сложно определить критерии их предельного состояния и, как следствие, необходимые запасы прочности и устойчивости [11]. Так, изменения общих характеристик элементов, таких как продольная и изгибная жесткость, отпорность, которые могут быть обусловлены локальными пластическими деформациями, влияют на глобальное поведение всей системы, содержащей эти элементы.

По вышеприведенной концепции В.В. Катюшина А.В. Перельмутер понятие предельного состояния дополняет характеристикой поведения системы, которая определяется скоростью изменения реакции системы при изменении внешнего воздействия [12]. В качестве измерителя предлагается использовать уменьшение угла наклона кривой состояния равновесия, которое характеризует потерю отпорности, что может быть применено для оценки близости конструкции к состоянию отказа, которое возникает при нулевой отпорности системы.

В настоящей статье рассматривается экспериментальное пятиэтажное двухподъездное здание с подвалом прямоугольной формы в плане с размерами по крайним осям $43,34 \times 12,0$ м. Здание запроектировано для строительства в Кемеровской области, его высота составляет 18,65 м.

Конструктивная схема здания представляет собой сборно-монолитный безригельный каркас, который состоит из сборных железобетонных колонн сечением 300×300 мм, диагональных вертикальных связей по колоннам сечением 200×250 мм и жестких дисков перекрытий толщиной 160 мм, объединяющих колонны и связи в единую пространственную систему. Продольная арматура колонн и связей – $4\text{Ø}25\text{A}400$, поперечная арматура – $\text{Ø}6\text{A}240/200$. Класс бетона – В25.

По заданной конструктивной схеме здания в программном комплексе Ing+2021 MicroFe была разработана расчетная модель, в которой панели диафрагм жесткости в подвале и диски перекрытий моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки», колонны, связи и сваи моделировались конечным элементом типа «стержень». Все нагрузки статические. Расчетная конечно-элементная модель здания и ее визуализация приведены на рис. 1.

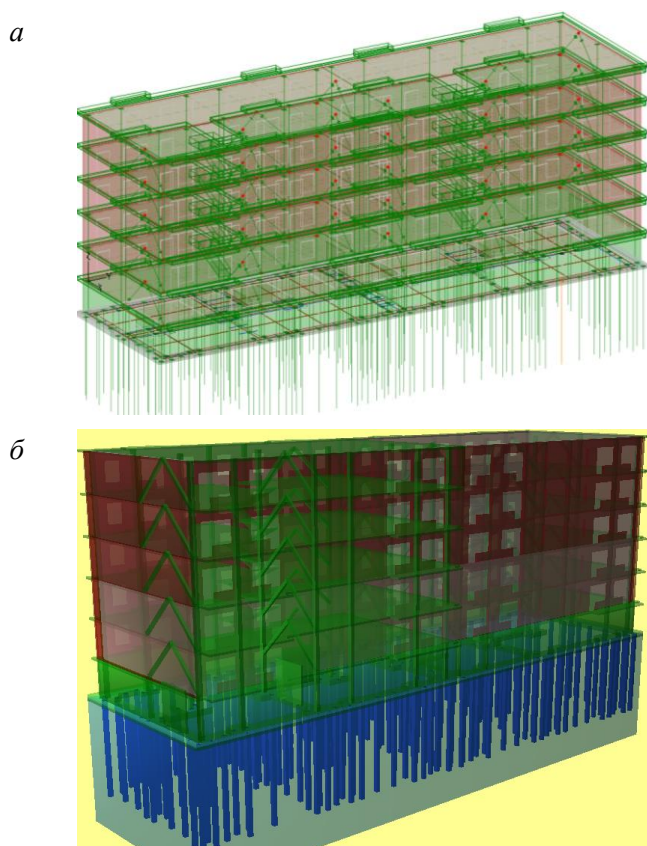


Рис. 1. Расчетная конечно-элементная модель (а) и ее визуализация (б)
Fig. 1. FEM (a) and model visualization (b)

В расчетной модели были рассмотрены четыре схемы:

- расчетная схема № 1 – линейный расчет железобетонного каркаса на прочность и жесткость;
- расчетная схема № 2 – нелинейный расчет железобетонного каркаса по теории предельных поверхностей конструктивных элементов;
- расчетная схема № 3 – линейный расчет железобетонного каркаса на устойчивость;
- расчетная схема № 4 – физически нелинейный расчет железобетонного каркаса на устойчивость по концепции предельной отпорности с использованием основной формы собственных колебаний с минимальным значением коэффициента использования критической нагрузки. Здесь заданы следующие характеристики бетона по трехлинейной диаграмме деформирования: $R_{bc} = 14,5$ МПа; $R_{bt} = 1,05$ МПа; $E_{ob} = 30$ ГПа; $\varepsilon_{bo} = 0,0034$; $\varepsilon_{bt} = 0,00024$; $\varepsilon_{b2} = 0,0048$; $\varepsilon_{b2t} = 0,00031$. Характеристики арматуры по билинейной диаграмме деформирования: предел текучести $\sigma_t = 355$ МПа; модуль упругости на линейном участке $E_s = 200$ ГПа.

Расчетная схема № 1. Изополя коэффициента использования прочности в колоннах и связях железобетонного каркаса приведены на рис. 2, анализ данных которого показывает, что наибольший уровень нагружения отмечен в колоннах с максимальным значением коэффициента использования сечения $\max k = 0,909 < 1$. Отсюда следует, что условие прочности по первой группе предельных состояний для колонн и связей каркаса выполнено.

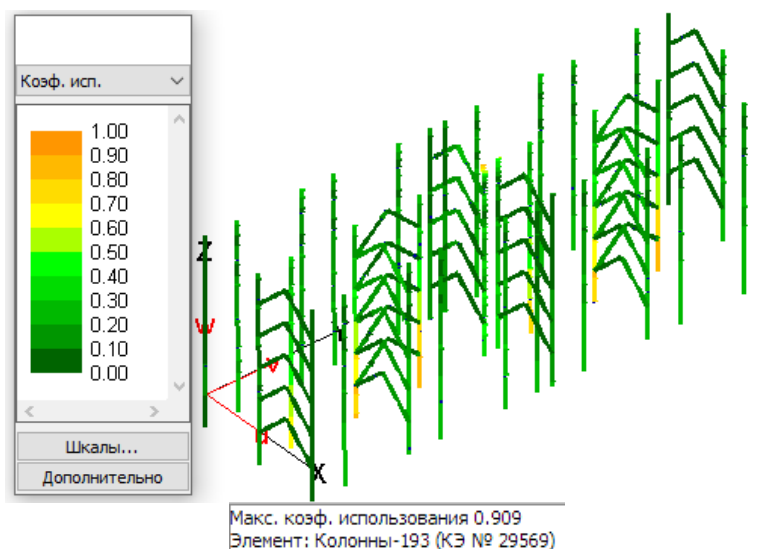


Рис. 2. Изополя коэффициента использования прочности в колоннах и связях железобетонного каркаса в расчетной схеме № 1

Fig. 2. Isofields of strength use factor in columns and connections of reinforced concrete frame in design model 1

Расчетная схема № 2. Изополя коэффициента использования по несущей способности, определяемого по предельной поверхности элементов (рис. 3),

демонстрируют, что его наибольшее значение в наиболее нагруженных элементах каркаса – колоннах – составляет $\max k = 0,842$ и не превышает единицы. Как и в предыдущем случае, несущая способность колонн и связей железобетонного каркаса по первой группе предельных состояний обеспечена.

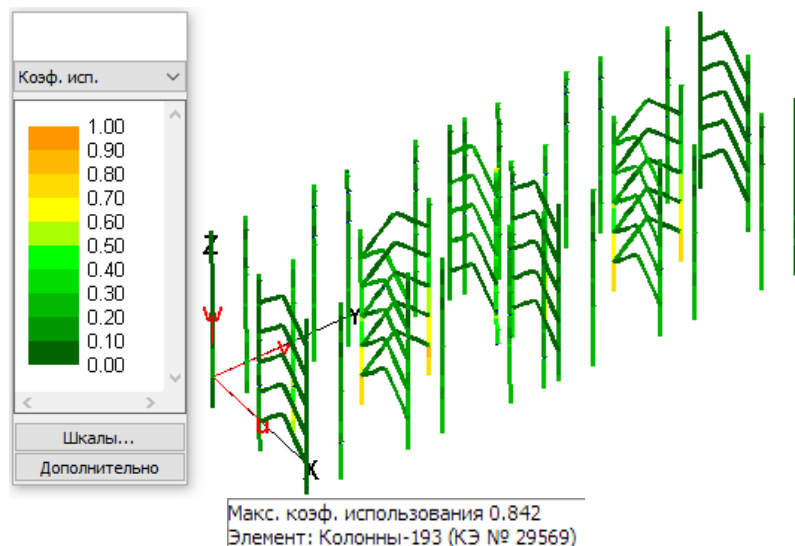


Рис. 3. Изополя коэффициента использования по несущей способности колонн и связей железобетонного каркаса в расчетной схеме № 2

Fig. 3. Isofields of bearing capacity use factor in columns and connections of reinforced concrete frame in design model 2

Следует отметить, что при упругой работе колонн и связей каркаса в расчетной схеме № 1 величина коэффициента использования сечения $\max k = 0,909$ меньше единицы на 9 %, а в нелинейном расчете колонн и связей по теории предельных поверхностей конструктивных элементов в расчетной схеме № 2 значение коэффициента использования по несущей способности $\max k = 0,842$ меньше единицы уже на 16 %. Таким образом, учет упругопластической работы материалов колонн и связей показывает фактический запас по несущей способности этих элементов до наступления предельного состояния.

Расчетная схема № 3. Деформированная схема основной первой формы собственных колебаний показана на рис. 4. Форма колебаний соответствует изгибной форме. Для этой формы собственных колебаний коэффициент использования критической нагрузки (критический параметр) $p = 3,80313 > 1$. Следовательно, условие устойчивости колонн и связей железобетонного каркаса при упругой работе его материалов по первой группе предельных состояний выполнено.

Расчетная схема № 4. Деформированная схема основной первой формы собственных колебаний приведена на рис. 5. Форма колебаний также соответствует изгибной форме. Для этой формы собственных колебаний критический параметр $p = 3,80168$, который за счет физически нелинейной работы материалов железобетонного каркаса при расчете на устойчивость по концепции пре-

дельной отпорности незначительно уменьшился по сравнению с линейным расчетом железобетонного каркаса на устойчивость. Таким образом, условие устойчивости колонн и связей железобетонного каркаса с учетом неупругой работы его материалов по первой группе предельных состояний также выполнено.

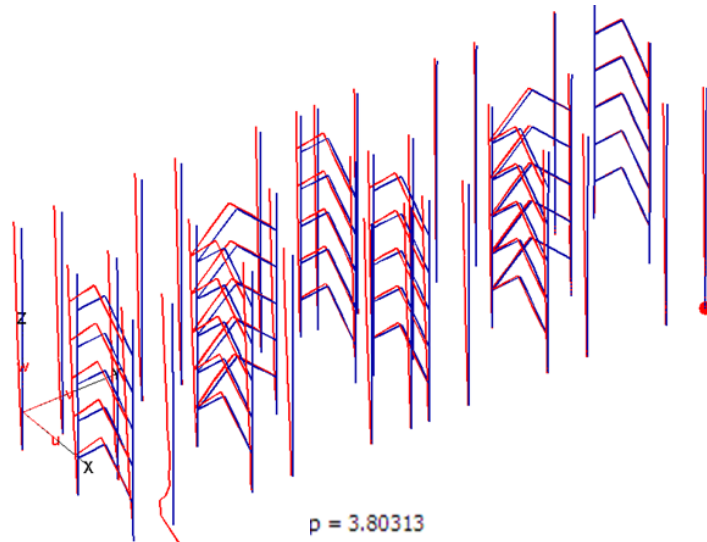


Рис. 4. Деформированная схема основной первой формы собственных колебаний в расчетной схеме № 3 ($\times 30\,000$)

Fig. 4. Deformation scheme of fundamental vibrations in design model 3 (magnification: $30000\times$)

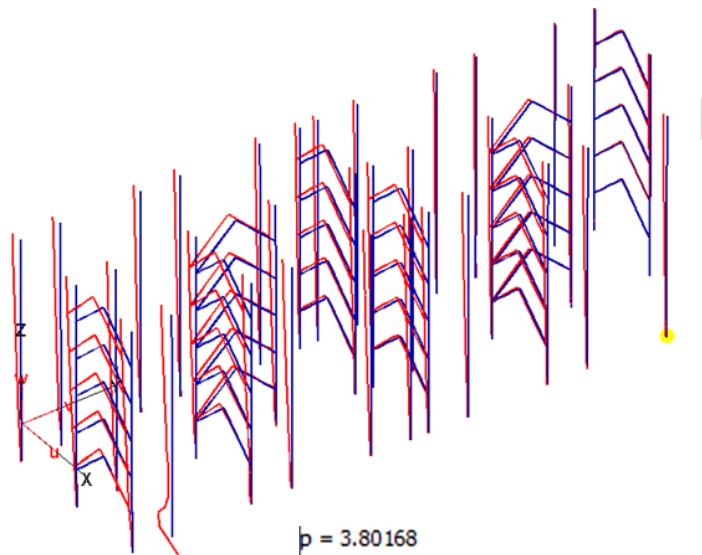


Рис. 5. Деформированная схема основной первой формы собственных колебаний в расчетной схеме № 4 ($\times 30\,000$)

Fig. 5. Deformation scheme of fundamental vibrations in design model 4 (magnification: $30000\times$)

В заключение можно отметить, что в расчете железобетонного каркаса на действие статических нагрузок линейный расчет на устойчивость и физически нелинейный расчет на устойчивость по концепции предельной отпорности оказались не определяющими результатами расчета. При внецентренном сжатии колонн и связей каркаса линейный расчет железобетонного каркаса на прочность и нелинейный расчет железобетонного каркаса по теории предельных поверхностей конструктивных элементов являются достаточными и определяющими результатами расчета.

Принятые проектные значения поперечных сечений и армирование колонн и связей железобетонного каркаса достаточны для выполнения условий по первой группе предельных состояний. В этом случае, при заданном уровне статического нагружения железобетонного каркаса, основным критерием в подборе необходимых размеров поперечного сечения и армирования колонн и связей каркаса будет являться выполнение только условия прочности при линейной работе материалов и обеспечение несущей способности колонн и связей при нелинейном расчете по теории предельных поверхностей конструктивных элементов железобетонного каркаса экспериментального здания.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Унифицированная система* сборно-монолитного каркаса КУБ 2.5. Выпуск 1-1. Москва : Стройиздат, 1990. 49 с.
2. Митасов В.М., Коянкин А.А. Работа диска сборно-монолитного перекрытия // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2014. № 3. С. 103–104.
3. Коянкин А.А., Митасов В.М. Каркас сборно-монолитного здания и особенности его работы на разных жизненных циклах // Вестник МГСУ. 2015. № 9. С. 28–35.
4. Маковский С.А., Новиков М.В., Маковская Т.А. Конечно-элементный анализ напряженно-деформированного состояния монолитного перекрестно-ребристого перекрытия // Известия высших учебных заведений. Северо-Кавказский регион. Технические науки. 2017. № 2. С. 91–96.
5. Яров В.А., Скрипальщиков К.В. Безригельные монолитные перекрытия многоэтажных зданий с колоннами крестового сечения // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2009. № 2. С. 97–91.
6. Ключева Н.В., Колчунов В.И., Рыпаков Д.А., Бухтиярова А.С. Прочность и деформативность сборно-монолитных каркасов жилых зданий пониженной материалоемкости при запроектных воздействиях // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 1. С. 5–9.
7. Райзер В.Д. К проблеме живучести зданий и сооружений // Строительная механика и расчет сооружений. 2012. № 5. С. 77–78.
8. Краснощеков Ю.В., Мельникова С.О., Екимов А.А. Живучесть многоэтажного здания со связевым каркасом // Вестник СибАДИ. 2016. Вып. 2 (48). С. 100–104.
9. Семенов Д.А. Прочность железобетонных элементов при косом внецентренном сжатии // Вестник гражданских инженеров. 2015. № 5. С. 76–84.
10. Кудишин Ю.И. К вопросу расчета начальных несовершенств при расчете стальных стержневых систем по деформированной схеме // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 3. С. 6–9.
11. Катюшин В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство). Москва : Изд-во АСВ, 2018. 1071 с.
12. Перельмутер А.В. Использование критерия отпорности для оценки предельного состояния конструкции // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16. Вып. 12. С. 1559–1566.

REFERENCES

1. Unified reinforced concrete composite frame KUB 2.5. Issue 1-1. Moscow: Stroiizdat, 1990. 49 p. (In Russian)

2. Mitasov V.M., Koyankin A.A. Disc operation of reinforced concrete composite slab. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Stroitel'stvo*. 2014; (3): 103–104. (In Russian)
3. Koyankin A.A., Mitasov V.M. Prefabricated solid building frame and its properties in different life cycles. *Vestnik MGSU*. 2015; (9): 28–35. (In Russian)
4. Makovskii S.A., Novikov M.V., Makovskaya T.A. Finite element analysis of the stress-strain state of cast-in-place beam-and-slab floor. *Izvestiya vuzov. Severo-Kavkazskii region. Tekhnicheskie nauki*. 2017; (2): 91–96. (In Russian)
5. Yarov V.A., Skripal'shchikov K.V. Reinforced concrete composite frame without collar beams with X cross-section. *Vestnik of Tomsk State University of Architecture and Building*. 2009; (2): 97–91. (In Russian)
6. Klyueva N.V., Kolchunov V.I., Rypakov D.A., Bukhtiyarova A.S. Strength and deformability of prefabricated monolithic frames of residential buildings of reduced material intensity under off-design impacts. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2015; (1): 5–9. (In Russian)
7. Raizer V.D. Toward the building robustness. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenii*. 2012; (5): 77–78. (In Russian).
8. Krasnoshchekov Yu.V., Mel'nikova S.O., Ekimov A.A. Survivability of multi-floor building with braced framing. *Vestnik SibADI*. 2016; 48 (2):100–104. (In Russian)
9. Semenov D.A. Strength of reinforced concrete elements under oblique eccentric compression. *Vestnik grazhdanskikh inzhenerov*. 2015; (5): 76–84. (In Russian)
10. Kudishin Yu.I. Calculation of initial imperfections of steel rod systems by deformation scheme. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2011; (3): 6–9. (in Russian)
11. Katyushin V.V. Buildings with steel frame frames of variable cross-section (calculation, design, construction). Moscow: ASV. 2018. 1071 p. (in Russian)
12. Perelmuter A.V. Repulsion criterion in estimating structural limit state. *Vestnik MGSU*. 2021; 16 (12): 559–1566. (in Russian)

Сведения об авторе

Подшивалов Иван Иванович, канд. техн. наук, доцент, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, Томск, пл. Соляная, 2, ivanpodchivalov@list.ru

Author Details

Ivan I. Podshivalov, PhD, A/Professor, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia, ivanpodchivalov@list.ru

Статья поступила в редакцию 04.12.2023
Одобрена после рецензирования 22.12.2023
Принята к публикации 01.03.2024

Submitted for publication 04.12.2023
Approved after review 22.12.2023
Accepted for publication 01.03.2024