

Вестник Томского государственного
архитектурно-строительного университета.
2023. Т. 25. № 2. С. 154–164.

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

Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo
arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta –
Journal of Construction and Architecture.
2023; 25 (2): 154–164.
Print ISSN 1607-1859
Online ISSN 2310-0044

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

УДК 69.07

DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-2-154-164

РАСЧЁТ СБОРНО-МОНОЛИТНОГО ИЗГИБАЕМОГО ЭЛЕМЕНТА ПО ВТОРОЙ ГРУППЕ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

Александр Александрович Коянкин¹, Валерий Михайлович Митасов²

¹Сибирский федеральный университет, г. Красноярск, Россия

²Новосибирский государственный

архитектурно-строительный университет, г. Новосибирск, Россия

Аннотация. Сборно-монолитные конструкции обладают рядом конструктивных особенностей, которые отличают их от сборных и монолитных железобетонных конструкций, состоящих из бетона одного вида. Помимо того, что сборная и монолитная части сборно-монолитного элемента вовлекаются в процесс деформирования и восприятия внешней нагрузки в разное время, они обладают ещё и различными прочностными, деформационными и другими физическими свойствами. Вместе с тем ряд проведённых ранее исследований указывают на увеличение несущей способности и уменьшение прогибов в случае поэтапного вовлечения в процесс деформирования сборной и монолитной частей сборно-монолитных конструкций в сравнении со сборно-монолитными конструкциями, монтируемыми и загружаемыми в один этап. Данные обстоятельства делают сборно-монолитные конструкции целесообразными для применения в массовом строительстве, однако требуются и соответствующие уточнения приведённых в нормативных документах методик расчёта сборно-монолитных конструкций.

В продолжение ранее выполненных авторами статьи работ, посвящённых вопросам формирования напряжённо-деформированного состояния и оценки прочности сборно-монолитных конструкций как в случае одновременного деформирования сборной и монолитной частей, так и в случае поэтапного их вовлечения в процесс деформирования, настоящая статья посвящена расчётам сборно-монолитных конструкций по второй группе предельных состояний.

После изучения конструктивных особенностей, присущих сборно-монолитным изгибаемым элементам, а также определения особенностей формирования их напряжённо-деформированного состояния предложена методика расчёта таких конструкций по второй группе предельных состояний. Определение прогибов происходит на основе условного разделения изгибаемого сборно-монолитного элемента по длине на «зоны качественно единого деформирования», границы которых определяются по структуре диаграммы деформирования бетона. Приведённая методика учитывает разное время включения в процесс восприятия внешней нагрузки и деформирования сборной и монолитной бетонов, а также учитывает разность их деформационных и прочностных свойств.

Проведено сопоставление результатов экспериментальных исследований и результатов теоретических положений, имевшее удовлетворительную сходимость.

Ключевые слова: напряжённо-деформированное состояние, сборно-монолитные конструкции, изгиб, прогибы, трещины, теоретические исследования

Для цитирования: Коянкин А.А., Митасов В.М. Расчёт сборно-монолитного изгибаемого элемента по второй группе предельных состояний // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2023. Т. 25. № 2. С. 154–164. DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-2-154-164.

ORIGINAL ARTICLE

SERVICE LIMIT STATE OF CAST-IN-PLACE FLEXURAL MEMBER

Aleksandr A. Koyankin¹, Valery M. Mitsov²

¹*Siberian Federal University, Krasnoyarsk, Russia*

²*Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering, Novosibirsk, Russia*

Abstract. Cast-in-place structure design distinguish them from reinforced concrete structures. Cast-in-place structures are involved in deformation and receive external load, so they possess different strength, deformation and other physical properties. In this regard, calculation methods of cast-in-place structures given in regulatory documents require clarification.

Having studied the cast-in-place structure design and considering their stress-strain state, a method is proposed for the analysis of such structures according to their service limit state. This method allows taking into account different times of involvement in the external load and deformation of the cast-in-place structure as well as the difference in concrete strength and deformation properties. It is shown that the experimental data are in satisfactory agreement with theoretical calculations.

Keywords: stress-strain state, cast-in-place structure, bending, deflections, cracks, theoretical calculations

For citation: Koyankin A.A., Mitsov V.M. Service limit state of cast-in-place flexural member. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2023; 25 (2): 154–164. DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-2-154-164.

Введение

Сборно-монолитные конструкции достаточно популярны в гражданском и промышленном строительстве как на территории Российской Федерации, так и далеко за её пределами [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10]. Вместе с тем одновременное присутствие сборного и монолитного бетонов, которые могут быть разными по возрасту, прочности и виду, делают в конечном итоге напряжённо-деформированное состояние (НДС) сборно-монолитной конструкции более сложным в сравнении с железобетонными конструкциями, выполняемыми из бетона одного вида. Ранее в работе [14] определены свойственные сборно-монолитным конструкциям особенности:

– первоначальное восприятие нагрузок именно сборным элементом приводит к возникновению в нём начальных (до включения в работу монолитного бетона) и порой значительных напряжений и деформаций;

– контактный шов сопряжения бетонов менее прочен на сдвиг, чем целая конструкция;

– вариантов разрушения конструкции становится больше, т. к., помимо достижения предела текучести в арматуре, исчерпание несущей способности может произойти и при достижении предельной прочности сборного и монолитного бетонов. Идеальным, однако сложно достижимым является случай одновременного исчерпания несущей способности бетонов разной прочности и разных начальных напряжений и деформаций.

Раннее вовлечение в процесс восприятия внешней нагрузки сборной части оказывает положительное влияние, что было отмечено авторами статьи в работах [11, 14], а также в работах других авторов [12, 13]. В частности, было отмечено как увеличение несущей способности конструкции, так и уменьшение значений прогибов при нагрузках, приближающихся к разрушающим, в сравнении с изгибаемыми сборно-монолитными элементами, которые включались в процесс деформирования, будучи в полностью готовом состоянии. Наряду с этим сложность процесса деформирования сборно-монолитных конструкций отмечена в ряде научных работ, а СП 337.1325800.2017 указывает на необходимость выполнения расчёта с учётом начальных напряжений и деформаций, которые возникают в сборных частях элементов до приобретения монолитным бетоном необходимой (заданной) прочности.

В продолжение работ [14, 15], в рамках которых были рассмотрены вопросы формирования НДС и оценки прочности сборно-монолитных конструкций как в случае единовременного деформирования сборной и монолитной частей, так и в случае поэтапного их вовлечения в процесс деформирования, в настоящей статье предложена методика расчёта сборно-монолитных конструкций по второй группе предельных состояний.

Методы

Величина прогиба изгибаемого сборно-монолитного элемента формируется в 2 этапа:

1-й этап – до набора монолитным бетоном требуемой прочности;

2-й этап – после набора монолитным бетоном требуемой прочности и вовлечения его в процесс деформирования.

Определение величины прогиба на 1-м этапе происходит в результате условного разделения изгибаемого элемента по длине на «зоны качественно единообразного деформирования» (рис. 1), границы которых определяются по структуре диаграммы сборного бетона:

1) зона целостного сечения, определяемая на основании НДС растянутой зоны, т. е. $0 < \varepsilon'_{bt} \leq \varepsilon^*_{bt}$ и соответствующий этому диапазон усилий $0 < M' \leq M'_{crc}$;

2) зона образования трещин в растянутом бетоне и упругопластического деформирования сжатого бетона, т. е. $\varepsilon'_{bt} = \varepsilon^*_{bt}$, $\varepsilon'_b \leq \varepsilon^v_b$ и $M'_{crc} < M' \leq M'_v$;

3) зона пластических деформаций сжатого бетона, т. е. $\varepsilon^v_b < \varepsilon'_b \leq \varepsilon_{bR}$ и $M'_v < M' \leq M'_{bR}$;

4) зона предразрушения, т. е. $\varepsilon_{bR} < \varepsilon'_b \leq \varepsilon_{bu}$ и $M'_{bR} < M' \leq M'_u$, где ε'_{bt} – относительные деформации в фибровом растянутом волокне бетона на 1-м эта-

пе; ε_b' – относительные деформации в фибровом сжатом волокне бетона на 1-м этапе; ε_{bt}^* и ε_{bu} – предельные относительные деформации бетона на растяжение и сжатие соответственно; ε_b^v – верхняя граница микротрещинообразования бетона; ε_{bR} – относительные деформации, соответствующие предельному сопротивлению бетона на сжатие R_b ; M' – изгибающий момент на 1-м этапе; M'_{crc} – момент образования трещин в сборной части на 1-м этапе; M'_v – изгибающий момент в сечении при достижении в фибровых сжатых волокнах ε_b^v на 1-м этапе; M'_{bR} – изгибающий момент в сечении при достижении в фибровых сжатых волокнах ε_{bR} на 1-м этапе; M'_u – предельный изгибающий момент в сечении при достижении в фибровых сжатых волокнах предельных относительных деформаций бетона на сжатие ε_{bu} на 1-м этапе.

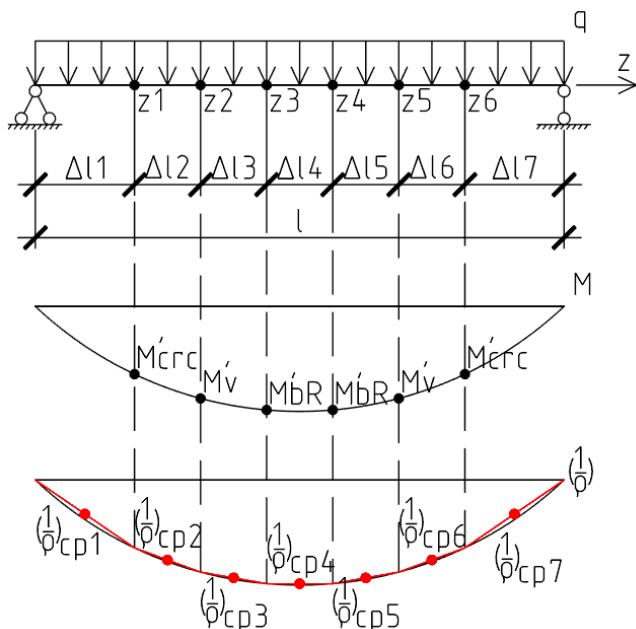


Рис. 1. Расчётная схема сборной части сборно-монолитного элемента на 1-м этапе

Fig. 1. Diagram of cast-in-situ element at stage 1

В связи с тем, что при достижении предельных значений деформаций ε_{bu} происходит разрушение бетона, $M' = M'_u$, дальнейшее существование конструкции невозможно.

Прогиб на 1-м этапе определяется на основании интеграла Мора:

$$f' = \sum_{i=1}^n \int_{z_i}^{z_{i+1}} \bar{M}(z) \left(\frac{1}{\rho} \right)_{cp} dz, \quad (1)$$

в котором
$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_{\text{cp}} = \frac{\left(\frac{1}{\rho}\right)_i + \left(\frac{1}{\rho}\right)_{i+1}}{2}, \quad \text{а} \quad \left(\frac{1}{\rho}\right)_i = -\frac{\varepsilon'_{bmi}}{x'_i},$$

где ε'_{bmi} – средние значения относительных деформаций сжатого бетона сборной части в фибровых волокнах на 1-м этапе в точках границ зон единообразного деформирования с координатами z_i ; x'_i – высота сжатой зоны бетона сборной части на 1-м этапе в точке границы с координатой z_i .

Значение ε'_{bmi} составит $\varepsilon'_{bmi} = \psi_b \varepsilon'_{bi}$, где ε'_{bi} – максимальные значения относительных деформаций сжатого бетона в фибровых волокнах сборной части на 1-м этапе в точках границ зон единообразного деформирования с координатами z_i ; ψ_b – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций крайнего сжатого волокна по длине участка с трещинами.

Значения величин относительных деформаций и высоты сжатой зоны для каждого характерного сечения определяются на основании данных работы [14]. Для нахождения полного значения прогиба, аналогично работе [14], вводится понятие «подэтап», в рамках которого происходит прирост дополнительного прогиба на 2-м этапе f'' , определяемого без учёта деформаций сборной части 1-го этапа, но с обязательным учётом технического состояния самой сборной части (наличие или отсутствие трещины, высота целой части сборного бетона, величина накопленных деформаций, а соответственно, и напряжений и т. д.).

Итоговые значения прогибов на 2-м этапе составят результат сложения прогиба сборной части на 1-м этапе с дополнительной величиной прогиба, определённого в рамках подэтапа:

$$f = f' + f''. \quad (2)$$

В связи с тем, что прирост напряжений на 2-м этапе в сборном бетоне, как показали проведённые экспериментальные исследования [11, 14], уже незначительный, в качестве критерия разделения на зоны качественно единообразного деформирования в дальнейшем принимается диаграмма деформирования монолитного бетона:

- 1) зона упругого деформирования, т. е. $0 < \varepsilon_b^M \leq \varepsilon_b^0$ и $0 < M \leq M_0$;
- 2) зона упругопластического деформирования, т. е. $\varepsilon_b^0 < \varepsilon_b^M \leq \varepsilon_b^V$ и $M_0 < M \leq M_V$;
- 3) зона пластических деформаций сжатого бетона, т. е. $\varepsilon_b^V < \varepsilon_b^M \leq \varepsilon_{bR}$ и $M_V < M \leq M_{bR}$;
- 4) зона предразрушения, т. е. $\varepsilon_{bR} < \varepsilon_b^M \leq \varepsilon_{bu}$ и $M_{bR} < M \leq M_u$, где ε_b^M – относительные деформации в фибровых сжатых волокнах монолитного бетона на 2-м этапе; ε_{bu} – предельные относительные деформации бетона на сжатие; ε_b^0 – нижняя граница микротрещинообразования бетона; M , M_V , M_{bR} ,

M_u – аналогично усилиям, перечисленным выше, но на 2-м этапе; M_0 – изгибающий момент в сечении при достижении в фибровых сжатых волокнах монолитного бетона ε_b^0 на 2-м этапе.

Нахождение прогиба f'' на 2-м этапе, выполняемое в рамках подэтапа, осуществляется также по формуле (1). Однако следует помнить, что расчётная схема на 2-м этапе может отличаться от расчётной схемы 1-го этапа. К примеру, отдельные шарнирно опёртые балки «превратятся» в единую многопролётную неразрезную балку.

Кривизна $\left(\frac{1}{\rho}\right)_i$ в точке границы с координатой z_i определяется аналогично 1-му этапу, но вместо ε_{bmi} , ε_{bi} и x_i будут приняты аналогичные параметры ε_{bmi}^M , ε_{bi}^M и x_{mi} , соответствующие НДС монолитного бетона на 2-м этапе.

Кроме расчёта по прогибам предложена методика расчёта по образованию и ширине раскрытия трещины. Момент образования трещин M_{crc} определяется на основании данных работы [14], где критерием образования трещины принимается достижение предельных относительных деформаций бетона сборной части на растяжение ε_{bt}^* , т. е. $\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{bt}^*$.

В рамках 1-го этапа ширина раскрытия определяется на основании СП 63.13330 «Бетонные и железобетонные конструкции» по формуле $a' = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \frac{\sigma'_s}{E_s} l_s$, но с тем различием, что значение σ'_s принимается на основании ε'_s , определённого системой уравнений в рамках работы [14] и принятого закона деформирования $\sigma_s(\varepsilon)$. Аналогичным образом определяется ширина раскрытия трещин и на 2-м этапе.

Результаты

В работе [11] представлены результаты экспериментальных исследований сборно-монолитного изгибаемого элемента, а в работе [14] приведена методика оценки его НДС и расчёта несущей способности. В рамках данной работы выполнены расчёты прогибов и трещиностойкости и последующее сопоставление с результатами экспериментальных исследований сборно-монолитных образцов, выполнение и нагружение которых осуществлялось в следующем порядке (рис. 2):

1-й этап – сборные части опытных образцов (1700×80×80 (h) мм, тяжёлый бетон кл. В25, продольная арматура 1Ø10A240, поперечная арматура на опоре Ø4B500 с шагом 50 мм) изготавливались на заводе ЖБИ и далее загружались в лаборатории испытания строительных конструкций СФУ (моделировалась монтажная нагрузка от собственного веса, а также весов опираемых сборных элементов, свежесушеного монолитного бетона и т. д.);

2-й этап – в последующем, находясь под нагрузкой 1-го этапа, на сборные части укладывался лёгкий бетон (кл. В12,5, высота 60 мм). После того как монолитный бетон набирал требуемую прочность, происходило догружение сборно-монолитных образцов до разрушения.

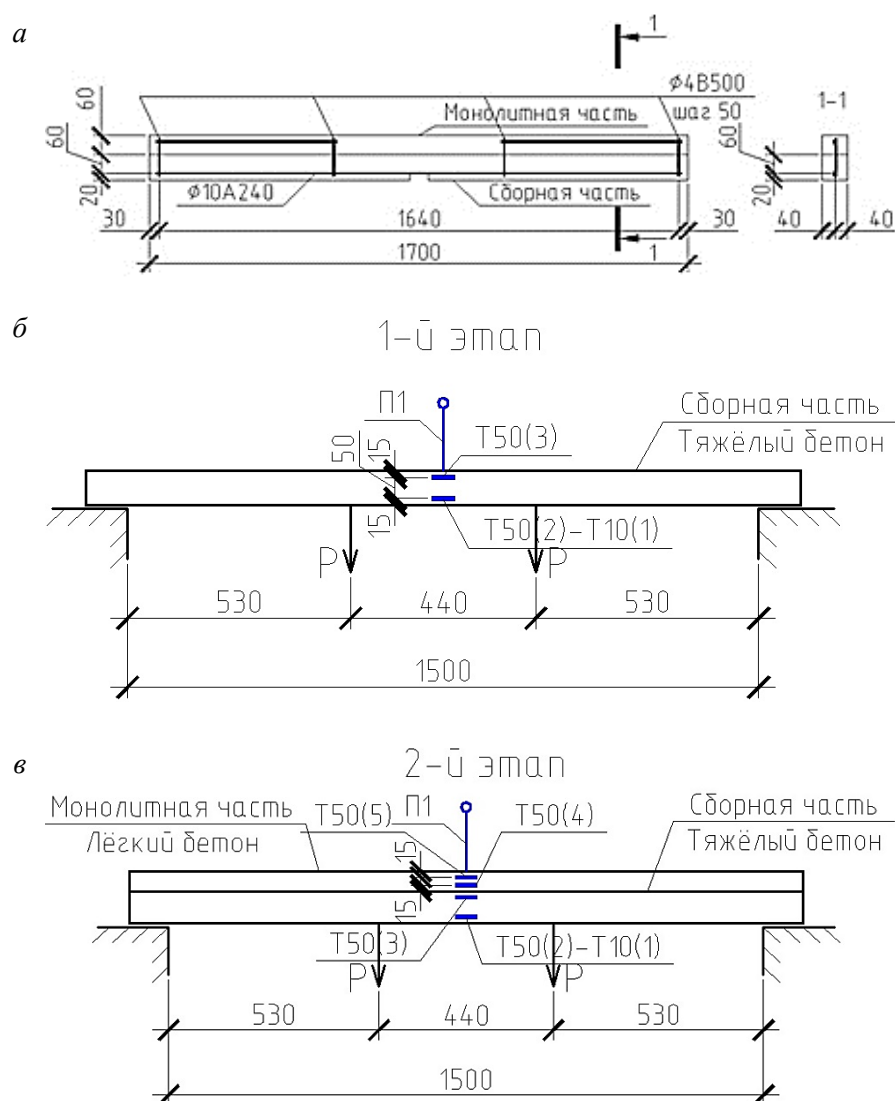


Рис. 2. Схемы проведения экспериментальных исследований:

а – армирования; б – загрузки на 1-м этапе; в – загрузки на 2-м этапе

Fig. 2. Schematic of experimental studies:

а – reinforcement; б – loading at stage 1; в – loading at stage 2

Сопоставление результатов теоретического расчёта и экспериментальных исследований по прогибам (рис. 3) показало удовлетворительную сходимость.

Расхождение в прогибах между данными расчёта и эксперимента (рис. 3) отмечается на начальных этапах до образования трещины. Объясняется это тем, что в экспериментальных образцах отсутствует часть растянутого бетона и оголена арматура (такое выполнение было необходимо для возможности установки тензометрического датчика на арматуру). В итоге начальная жёсткость сечения в экспериментальном образце уменьшена. После образования трещины

и исключения части растянутого бетона из процесса деформирования в центре балки фиксируется скачок прогибов и выравнивание экспериментальных и теоретических значений прогибов и характера графика их роста.

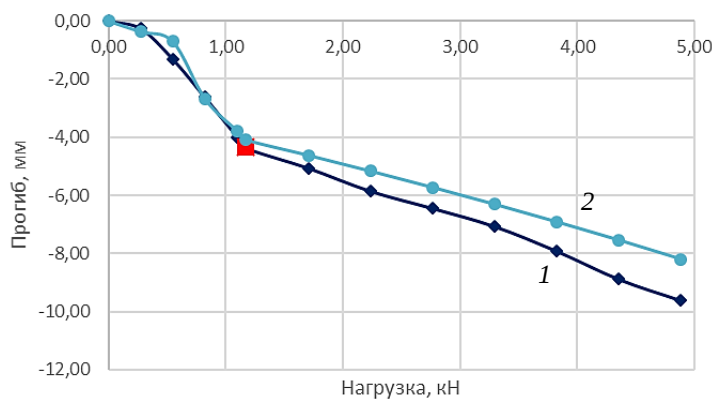


Рис. 3. Графики прогибов:

1 – экспериментальные; 2 – теоретические

Fig. 3. Flexure:

1 – experimental data; 2 – theoretical calculations

На 2-м этапе нагружения¹ конструкции отмечается равномерное нарастание величины прогиба при незначительном превышении экспериментальных значений прогибов над теоретическими значениями. Величина расхождения не превысила 15 % на этапах нагружения, предшествующих разрушению.

Кроме того, было проведено сопоставление экспериментальных и теоретических значений моментов трещинообразования, а также ширины раскрытия и высоты развития трещин. Образование первой трещины при теоретическом расчёте фиксируется на 1-м этапе нагружения при значении изгибающего момента 0,31 кН·м, что хорошо соотносится с данными экспериментальных исследований, фиксировавших образование трещин при значении изгибающего момента 0,29–0,44 кН·м. Высота развития трещины в момент образования при теоретических расчётах составила 39,4 мм, в то время как при экспериментальных исследованиях отмечалось развитие трещин на высоту 30–40 мм. Ширина раскрытия трещины в этот момент как при экспериментальных исследованиях, так и при теоретических расчётах составила 0,05 мм. По окончании 1-го этапа нагружения (на последнем шаге) экспериментальные значения прогибов достигали 0,1 мм, а теоретические данные аналогичной модели – 0,13 мм. Ширина раскрытия трещин на 2-м этапе в ходе выполнения теоретических расчётов при нагрузке 4,89 кН составила 0,38 мм, а высота развития – 64,7 мм. В то время как в процессе выполнения экспериментальных исследований при нагрузках, предшествующих разрушению, высота развития трещины составила 60–75 мм. И как при экспериментальных, так и при теоретических расчётах переход трещины со сборной в монолитную часть не фиксируется.

¹ На рис. 3 граница между этапами деформирования обозначена красным квадратом.

Заключение

Методика расчёта, предложенная авторами статьи, подходит для выполнения расчёта сборно-монолитных изгибаемых конструкций по 2-й группе предельных состояний и позволяет:

1) учесть конструктивные особенности, присущие сборно-монолитным изгибаемым элементам, включая разное время вовлечения в процесс деформирования сборного и монолитного бетонов, и их разные прочностные и деформативные свойства;

2) выполнить расчёт с учётом реальных диаграмм деформирования материалов (арматуры, сборного и монолитного бетонов);

3) обеспечить удовлетворительную сходимость результатов расчёта с данными экспериментальных исследований.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Каинов Е.А. Анализ и оценка потребительских свойств объектов со сборно-монолитным каркасом с использованием метода экспертных оценок // Вестник современных исследований. 2019. № 1.8 (28). С. 83–88.
2. Қожамбек Б.Р., Жусупов Т.В., Бейсекеева С.З. Сборно-монолитные перекрытия на основе системы несъёмной опалубки // Вестник современных исследований. 2019. № 2.3 (29). С. 18–21.
3. Зотеева Е.Э., Фомин Н.И. Новые технологические и конструктивные решения по устройству монолитных и сборно-монолитных перекрытий гражданских зданий // Современные технологии в строительстве. Теория и практика. 2018. Т. 2. С. 336–341.
4. Olmati P., Sagaseta J., Cormie D., Jones A.E.K. Simplified reliability analysis of punching in reinforced concrete flat slab buildings under accidental actions // Engineering Structures. 2017. V. 130. P. 83–98.
5. Qian K., Li B. Resilience of Flat Slab Structures in Different Phases of Progressive Collapse // ACI Structural Journal. 2016. V. 113. P. 537–548.
6. Drakatos I.S., Muttoni A., Beyer K. Internal slab-column connections under monotonic and cyclic imposed rotations // Engineering Structures. 2016. V. 123. P. 501–516.
7. Nedviga, E., Beresneva, N., Gravit, M., Blagodatskaya, A. Fire Resistance of Prefabricated Monolithic Reinforced Concrete Slabs of «Marko» Technology // Advances in Intelligent Systems and Computing. 2018. 692. P. 739–749.
8. Yan J.B., Wang J.Y., Liew J.Y.R., Qian X.D., Zhang W. Reinforced ultra-lightweight cement composite flat slabs: Experiments and analysis // Materials and Design. 2016. № 95. P. 148–158.
9. Зезюков Д.М., Махинько Н.Н., Буцкая Е.Л., Котов Н.А. К определению фактического напряжённого состояния элементов плоских сборно-монолитных перекрытий // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. 2019. № 2 (251–252). С. 63–70.
10. Полоз М.А., Яссер Г.С., Шевченко А.В. Применение шагово-итерационного метода при расчёте изгибаемых предварительно напряжённых сборно-монолитных элементов с учётом физической нелинейности // Строительные материалы и изделия. 2019. Т. 2. № 3. С. 12–27.
11. Koyankin A.A., Mitsov V.M. Stress-strain state of the precast monolithic bent element = Напряжённо-деформированное состояние сборно-монолитного изгибаемого элемента // Magazine of Civil Engineering. 2020. № 97 (5).
12. Семенюк С.Д., Москалькова Ю.Г. Прочность и деформативность изгибаемых элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружении. Могилёв : Белорус.-Рос. ун-т, 2017. 274 с.
13. Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. Новополоцк : ПГУ, 1998. 240 с.

14. Коянкин А.А., Митасов В.М. Напряжённо-деформированное состояние сборно-монолитного элемента с учётом загрузки сборной части // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2021. Т. 23. № 3. С. 129–142.
15. Коянкин А.А., Митасов В.М., Клиндух Н.Ю. Напряжённо-деформированное состояние сборно-монолитного изгибаемого элемента // Academia. Архитектура и строительство. 2021. № 3. С. 101–107.

REFERENCES

1. Kainov E.A. Analysis and evaluation of consumer properties of objects with cast-in-situ frame using expert evaluations. *Vestnik sovremennykh issledovaniy*. 2019; 1.8 (28): 83–88. (In Russian)
2. Kozhambek B.R., Zhusupov T.V., Beisekeyeva S.Z. Cast-in-situ slabs based on a system of permanent formwork. *Vestnik sovremennykh issledovaniy*. 2019; 2.3 (29): 18–21. (In Russian)
3. Zoteeva E.E., Fomin N.I. New technological and structural solutions for the of monolithic and cast-in-situ slab construction. *Sovremennye tekhnologii v stroitel'stve. Teoriya i praktika*. 2018; (2): 336–341. (In Russian)
4. Olmati P., Sagaseta J., Cormie D., Jones A.E.K. Simplified reliability analysis of punching in reinforced concrete flat slab constructions under accidental actions. *Engineering Structures*. 2017; (130): 83–98.
5. Qian K., Li B. Resilience of flat slab structures in different phases of progressive collapse. *ACI Structural Journal*. 2016; (113): 537–548.
6. Drakatos I.S., Muttoni A., Beyer K. Internal slab-column connections under monotonic and cyclic imposed rotations. *Engineering Structures*. 2016; (123): 501–516.
7. Nedviga E., Beresneva N., Gravit M., Blagodatskaya A. Fire resistance of prefabricated monolithic reinforced concrete slabs of "Marko" technology. *Advances in Intelligent Systems and Computing*. 2018; (692): 739–749.
8. Yan J.B., Wang J.Y., Liew J.Y.R., Qian X.D., Zhang W. Reinforced ultra-lightweight cement composite flat slabs: Experiments and analysis. *Materials and Design*. 2016; (95): 148–158.
9. Zeziukov D.M., Makhinko N.N., Butskaya E.L., Kotov N.A. Actual stress state of elements of flat cast-in-situ slabs. *Visnik Pridniprovs'koï derzhavnoi akademii budivnitstva ta arkhitekturi*. 2019; 2 (251–252): 63–70. (In Russian)
10. Poloz M.A., Yasser G.S., Shevchenko A.V. Application of step-iteration method in calculation of bendable prestressed prefabricated monolithic elements taking into account physical nonlinearity. *Stroitel'nye materialy i izdeliya*. 2019; 2 (3): 12–27. (In Russian)
11. Koyankin A.A., Mitasov V.M. Stress-strain state of cast-in-situ flexural element. *Magazine of Civil Engineering*. 2020; 97 (5). (In Russian)
12. Semeniuk S.D., Moskalkova Yu.G. Strength and deformability of bending elements reinforced by compressive zone build-up under static and low-cycle loading. Mogilev, 2017. 274 p. (In Russian)
13. Lazovsky D.N. Strengthening of reinforced concrete structures of operating buildings. Novopolotsk: PSU, 1998. 240 p. (In Russian)
14. Koyankin A.A., Mitasov V.M. Stress-strain state of cast-in-place and precast structure with loaded cast-in-place element. *Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture*. 2021; 23 (3): 129–142. (In Russian)
15. Koyankin A.A., Mitasov V.M., Klindukh N.Yu. Stress-strain state of precast-monolithic bending element. *Academia. Arkhitektura i stroitel'stvo*. 2021; (3): 101–107. (In Russian)

Сведения об авторах

Коянкин Александр Александрович, канд. техн. наук, доцент, Сибирский федеральный университет, 660041, г. Красноярск, пр. Свободный, 79, KoyankinAA@mail.ru

Митасов Валерий Михайлович, докт. техн. наук, профессор, Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет, 630008, г. Новосибирск, ул. Ленинградская, 113, MitassovV@mail.ru

Authors Details

Alexander A. Koyankin, PhD, A/Professor, Siberian Federal University, 79, Svobodnyi Ave., 660041, Krasnoyarsk, Russia, KoyankinAA@mail.ru

Valery M. Mitsov, DSc, Professor, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering, 113, Leningradskaya Str., 630008, Novosibirsk, Russia, MitassovV@mail.ru

Вклад авторов

Все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.
Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Authors contributions

The authors contributed equally to this article.
The authors declare no conflicts of interests.

Статья поступила в редакцию 01.12.2022
Одобрена после рецензирования 21.02.2023
Принята к публикации 20.03.2023

Submitted for publication 01.12.2022
Approved after review 21.02.2023
Accepted for publication 20.03.2023