

УДК 69.07

DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-3-129-142

А.А. КОЯНКИН<sup>1</sup>, В.М. МИТАСОВ<sup>2</sup>,<sup>1</sup>Сибирский федеральный университет,<sup>2</sup>Новосибирский государственный  
архитектурно-строительный университет

## НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ СБОРНО-МОНОЛИТНОГО ЭЛЕМЕНТА С УЧЁТОМ ЗАГРУЖЕНИЯ СБОРНОЙ ЧАСТИ

Методики расчёта сборно-монолитных конструкций, которые предложены в нормативных документах, требуют соответствующих уточнений.

Это связано с тем, что конструкции из сборно-монолитного железобетона обладают конструктивными особенностями, отличающими их от «классических» железобетонных конструкций. К таким особенностям относятся: разное время включения в процесс деформирования сборного и монолитного бетонов, различные величины предела прочности бетонов, отличающиеся физические свойства сборного и монолитного бетонов и др.

Рассмотрев конструктивные особенности формирования напряжённо-деформированного состояния сборно-монолитной конструкции, авторы статьи предложили методику расчёта таких элементов, учитывающую вышеобозначенные особенности.

Предложенная методика, основанная на принятии в качестве критерия исчерпания несущей способности достижения предельных деформаций бетонов и/или арматуры расчёта, позволяет учесть разное время вовлечения в процесс деформирования сборного и монолитного бетонов, а также учитывать разные прочностные и деформационные свойства бетонов.

Сопоставление результатов расчёта с данными экспериментальных исследований имеет удовлетворительную сходимость.

**Ключевые слова:** сборно-монолитные конструкции; напряжённо-деформированное состояние; изгиб, предельные деформации; теоретические исследования.

**Для цитирования:** 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.

DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-3-129-142

А.А. KOYANKIN<sup>1</sup>, V.M. MITASOV<sup>2</sup>,<sup>1</sup>Siberian Federal University,<sup>2</sup>Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering

## STRESS-STRAIN STATE OF CAST-IN-PLACE AND PRECAST STRUCTURE WITH LOADED CAST-IN-PLACE ELEMENT

The paper presents the strength analysis of cast-in-place and precast structures in accordance with regulatory documents, which require clarifications, since the properties of such structures distinguish them from conventional reinforced concrete structures. These properties include the beginning of the deformation process, ultimate strain, physical properties, and others. The strength analysis of cast-in-place and precast structure is conducted with regard to these properties.

The proposed analysis is based on the load-bearing capacity exhaustion of deformed concrete or reinforcement and allows considering the different time of involvement in the deformation process of cast-in-place and precast structures as well different stress and strain properties of concrete. The experimental data are in good agreement with theoretical calculations.

**Keywords:** cast-in-place and precast structures; stress-strain state; bending; ultimate strain; theoretical calculations.

**For citation:** Koyankin A.A., Mitasov V.M. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie sborno-monolitnogo elementa s uchetom zagruzheniya sbornoj chasti [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. V. 23. No. 3. Pp. 129–142. DOI: 10.31675/1607-1859-2021-23-3-129-142

### Введение

В практике российского и зарубежного строительства здания и сооружения из сборно-монолитных конструкций достаточно популярны [1–13, 15, 16]. При этом наличие одновременно двух бетонов разного возраста, а иногда и разной прочности, и разного вида неизбежно приводит к более сложному напряжённо-деформированному состоянию (НДС) таких элементов в сравнении с «монобетонными». Можно выделить следующие конструктивные особенности, свойственные данному виду строительства:

– более раннее вовлечение в процесс деформирования сборного элемента, что приводит к возникновению в нём начальных (до включения в работу монолитного бетона) напряжений и деформаций, которые могут иметь достаточно существенные значения;

– контактный шов сопряжения сборного и монолитного бетонов оказывается менее прочным на сдвиг, нежели цельная конструкция;

– увеличивается количество вариантов разрушения конструкции, т. к., помимо исчерпания несущей способности в результате достижения предела текучести в арматуре, возможно достижение предельной прочности как сборного, так и монолитного бетонов. При этом обеспечить одновременное исчерпание несущей способности бетонов, имеющих разные прочности и разные начальные деформации, достаточно сложно.

Отметим, что более раннее вовлечение в процесс деформирования сборной части имеет существенное положительное значение, выражающееся в большей итоговой несущей способности элемента в сравнении с единовременно деформируемой конструкцией. В частности, в процессе проведения экспериментальных исследований [19] авторы настоящей статьи наблюдали увеличение несущей способности до 18 %. Аналогичный эффект был обнаружен и при рассмотрении работы железобетонных изгибаемых элементов, усиливаемых под нагрузкой в процессе реконструкции [20, 21]. Повышение несущей способности, по всей видимости, объясняется большей долей восприятия нагрузки сборной частью в случае поэтапного вовлечения бетонов. Таким образом, разновременность вовлечения в процесс деформирования сборного и монолитного бетонов позволяет в полной мере использовать возможности железобетонной конструкции, что делает данные конструкции экономически более выгодными.

В итоге становится очевидно, что расчёт сборно-монолитных конструкций является более сложным процессом [1, 14, 17, 18]. При этом в СП 337.1325800.2017 «Конструкции железобетонные сборно-монолитные» совершенно справедливо указано, что «Расчёт выполняют с учётом начальных напряжений и деформаций, проявившихся в сборных элементах до приобретения бетоном омоноличивания заданной прочности».

На основании проведённого анализа авторы статьи пришли к выводу о необходимости разработки методики расчёта сборно-монолитных конструкций, учитывающей конструктивные особенности таких элементов.

### Методы

НДС сборно-монолитной конструкции более сложное, нежели конструкции из одного вида бетона, в силу наличия в сборной части напряжений и деформаций к моменту вовлечения в процесс деформирования монолитного бетона. Причём до момента набора монолитным бетоном требуемой прочности нагрузку (собственный вес, вес монолитного бетона, вес опираемых конструктивных элементов и т. д.) воспринимает только сборная часть (назовём данный временной интервал «этап 1»), со «стандартным» НДС, которое было предложено А.А. Гвоздевым для изгибаемых элементов (рис. 1). После набора монолитным бетоном требуемой прочности и последующего нагружения (данный временной интервал назовём «этап 2») дальнейший процесс деформирования конструкции происходит при совместной работе сборной и монолитного бетонов. При этом нагрузкой 2-го этапа являются, к примеру, вес конструкции пола, несущих стен и перегородок, эксплуатационная нагрузка и т. д.

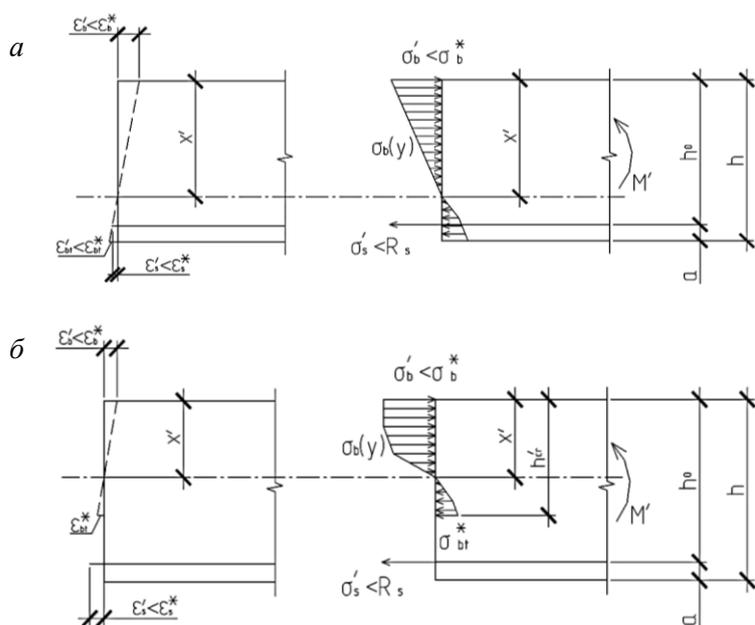


Рис. 1. НДС сборной части на 1-м этапе:  
а – стадия 1; б – стадия 2

Для описания НДС сборной части (рис. 1, а) на 1-й стадии 1-го этапа требуется нахождение величин относительных деформаций в фибровых растянутых и сжатых волокнах бетона ( $\varepsilon'_{bt}$  и  $\varepsilon'_b$  соответственно), относительных деформаций продольной арматуры  $\varepsilon'_s$  и высоты сжатой зоны сборной части  $x$ , получаемых из системы уравнения

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\varepsilon'_b}{-x'} = \frac{\varepsilon'_s}{h_0 - x'}; \\ \frac{\varepsilon'_b}{-x'} = \frac{\varepsilon'_{bt}}{h - x'}; \\ -b \frac{x'}{\varepsilon'_b} \int_{\varepsilon'_b}^{\varepsilon'_{bt}} \sigma_b(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} = 0; \\ b \left( \frac{x'}{\varepsilon'_b} \right)^2 \int_{\varepsilon'_b}^{\varepsilon'_{bt}} \sigma_b(\varepsilon) \varepsilon d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} (h_{0i} - x') = M', \end{array} \right. \quad (1)$$

где  $M'$  – изгибающий момент на 1-м этапе;  $b$  – ширина сборной части;  $h$  и  $h_0$  – соответственно высота и рабочая высота сечения сборной части;  $A_s$  – площадь сечения продольной арматуры.

Превышение предельной величины относительных деформаций растянутого бетона  $\varepsilon^*_{bt}$  указывает на образование трещин (рис. 1, б) и «переход» конструкции в стадию 2. Тогда неизвестными величинами становятся  $\varepsilon'_b$ ,  $\varepsilon'_s$ ,  $x$  и  $h_{cr}$  (высота целой части сечения), которые определяются из системы уравнений

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\varepsilon'_b}{-x'} = \frac{\varepsilon'_s}{h_0 - x'}; \\ \frac{\varepsilon'_b}{-x'} = \frac{\varepsilon^*_{bt}}{h'_{cr} - x'}; \\ -b \frac{x'}{\varepsilon'_b} \int_{\varepsilon'_b}^{\varepsilon^*_{bt}} \sigma_b(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} = 0; \\ b \left( \frac{x'}{\varepsilon'_b} \right)^2 \int_{\varepsilon'_b}^{\varepsilon^*_{bt}} \sigma_b(\varepsilon) \varepsilon d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} (h_{0i} - x') = M'. \end{array} \right. \quad (2)$$

С момента набора монолитным бетоном требуемой прочности дальнейшее деформирование конструкции уже будет работать как сборно-монолитный элемент, со свойственными ему ранее обозначенными особенностями. Причём по контактному шву из-за более раннего вовлечения в процесс восприятия нагрузки сборного бетона будет наблюдаться разница деформаций смежных граней сборного и монолитного бетонов.

Исходя из более раннего вовлечения в процесс деформирования сборной части, по смежным граням разновозрастных бетонов будет скачок деформаций (соответственно, и напряжений). При этом в сборном и монолитном

бетонах возможно как одновременное присутствие зон сжатия и растяжения, так и полное сжатие монолитной части.

«Старт» 2-го этапа произойдёт либо при отсутствии трещин в сборной части (стадия 1), либо при их наличии (стадия 2). В первом случае образование трещины рано или поздно произойдёт в сборной части, но уже деформируемой в составе полноценной сборно-монолитной конструкции.

Для описания НДС сборно-монолитной конструкции на стадии 1 необходимо найти следующие параметры:  $x$ ,  $x_M$ ,  $\varepsilon_b$ ,  $\varepsilon_{bt}$ ,  $\varepsilon_b^M$ ,  $\varepsilon_{b(bt)}^M$  и  $\varepsilon_s$ , где  $x$ ,  $\varepsilon_b$ ,  $\varepsilon_{bt}$  – соответственно высота сжатой зоны, относительные деформации бетона крайнего сжатого волокна и относительные деформации бетона крайнего растянутого волокна сборной части сечения на 2-м этапе загрузки;  $x_M$ ,  $\varepsilon_b^M$ ,  $\varepsilon_{b(bt)}^M$  – соответственно высота сжатой зоны, относительные деформации бетона крайнего наиболее сжатого волокна и относительные деформации бетона крайнего наименее сжатого (растянутого) волокна монолитной части сечения на 2-м этапе загрузки;  $\varepsilon_s$  – относительные деформации растянутой арматуры на 2-м этапе загрузки.

Суммарные деформации 2-го этапа будут включать в себя деформации, возникшие на 1-м этапе, а также дополнительные деформации, образовавшиеся на 2-м этапе (рис. 2) после набора монолитным бетоном требуемой прочности. Для удобства назовём «подэтапом» период прироста дополнительных деформаций на 2-м этапе.

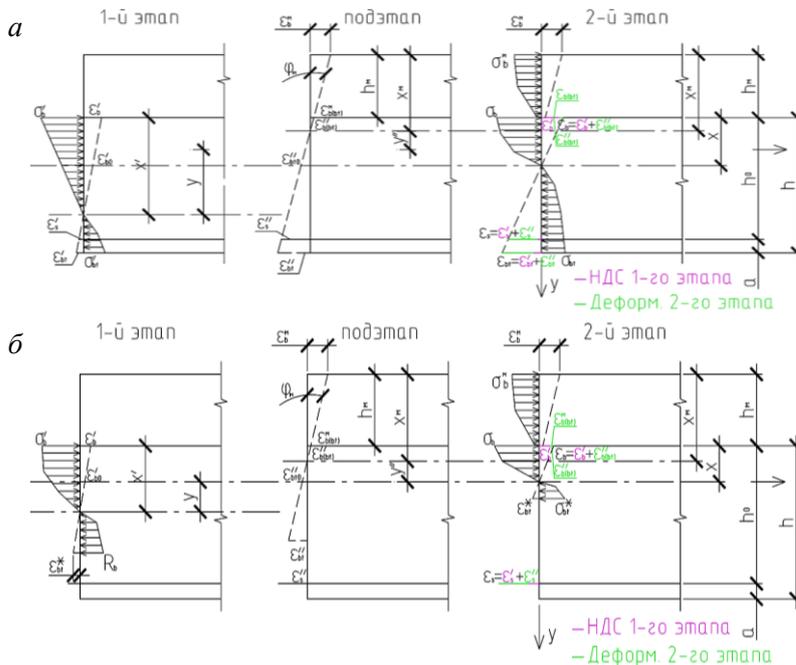


Рис. 2. НДС сборно-монолитного элемента на этапе 2:  
а – стадия 1; б – стадия 2

В итоге получаем в арматуре, растянутом и сжатом бетонах сборной конструкции деформации  $\varepsilon'_s$ ,  $\varepsilon'_{bt}$  и  $\varepsilon'_b$  на 1-м этапе и деформации  $\varepsilon''_s$ ,  $\varepsilon''_{bt}$  и  $\varepsilon''_b$ , возникшие на подэтапе. Последующее их сложение приведёт к нахождению суммарных деформаций, возникших в рамках 2-го этапа<sup>1</sup>.

В итоге на 1-й стадии НДС 2-го этапа сборно-монолитного элемента необходимо найти 9 неизвестных  $x$ ,  $x_m$ ,  $\varepsilon_b$ ,  $\varepsilon_{bt}$ ,  $\varepsilon_b^M$ ,  $\varepsilon_{b(bt)}^M$ ,  $\varepsilon_s$ ,  $\varepsilon_s''$  и  $\varepsilon_b''$ , для чего потребуется система из 9 уравнений, получаемых:

– из сложения относительных деформаций на 1-м этапе и подэтапе

$$\varepsilon_b = \varepsilon'_b + \varepsilon''_b \text{ и } \varepsilon_s = \varepsilon'_s + \varepsilon''_s;$$

– кинематических соотношений, определённых исходя из гипотезы плоских сечений, рассматривая деформирование конструкции на подэтапе

$$\frac{\varepsilon_b^M}{-x_m} = \frac{\varepsilon_{b(bt)}^M}{-(x_m - h_m)}, \quad \frac{\varepsilon_b^M}{-x_m} = \frac{\varepsilon_s''}{h_0 + h_m - x_m};$$

– предположения о совместном деформировании сборного и монолитного бетонов по контактному шву  $\varepsilon_{b(bt)}^M = \varepsilon_b''$ ;

– кинематических соотношений, определённых исходя из гипотезы плоских сечений, рассматривая деформирование конструкции на 2-м этапе

$$\frac{\varepsilon_b}{-x} = \frac{\varepsilon_{bt}}{h - x} \text{ и } \frac{\varepsilon_b}{-x} = \frac{\varepsilon_s}{h_0 - x};$$

– уравнения статического равновесия суммы продольных сил на горизонтальную ось  $N_b + N_b^M + N_s = 0$ , которое после несложных вычислений (рис. 2) значений продольных усилий, накопленных в сборном бетоне  $N_b$ , монолитном бетоне  $N_b^M$  и продольной арматуре  $N_s$  на стадии 1 (ширину элемента принимаем постоянной и равной  $b$ ), примет вид

$$-b \frac{x}{\varepsilon_b} \int_{\varepsilon_b}^{\varepsilon_{bt}} \sigma_b(\varepsilon) d\varepsilon - b \frac{x_m}{\varepsilon_b^M} \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{b(bt)}^M} \sigma_b^M(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} = 0;$$

– уравнения статического равенства моментов внутренних и внешних сил  $M_b + M_b^M + M_s = M$ , где изгибающие моменты, воспринимаемые сборно-монолитным сечением от усилий  $N_b$ ,  $N_b^M$  и  $N_s$  в сборном бетоне  $M_b$ , монолитном бетоне  $M_b^M$  и растянутой арматуре  $M_s$  при текущем нагружении, приводят уравнение к виду

<sup>1</sup> Отметим, что сложение напряжений не рассматривается в силу нелинейности деформирования материалов.

$$b \left( \frac{x}{\varepsilon_b} \right)^2 \int_{\varepsilon_b}^{\varepsilon_{bt}} \sigma_b(\varepsilon) \varepsilon d\varepsilon + b \left( \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \right)^2 \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{b(bt)}^M} \sigma_b^M(\varepsilon) \varepsilon d\varepsilon + b(h_M - x_M + x) \times \\ \times \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{b(bt)}^M} \sigma_b^M(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} (h_{0i} - x) = M.$$

В конечном итоге получим систему уравнений

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_b = \varepsilon'_b + \varepsilon''_b; \\ \varepsilon_s = \varepsilon'_s + \varepsilon''_s; \\ -b \frac{x}{\varepsilon_b} \int_{\varepsilon_b}^{\varepsilon_{bt}} \sigma_b(\varepsilon) d\varepsilon - b \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{b(bt)}^M} \sigma_b^M(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} = 0; \\ b \left( \frac{x}{\varepsilon_b} \right)^2 \int_{\varepsilon_b}^{\varepsilon_{bt}} \sigma_b(\varepsilon) \varepsilon d\varepsilon + b \left( \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \right)^2 \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{b(bt)}^M} \sigma_b^M(\varepsilon) \varepsilon d\varepsilon + \\ + b(h_M - x_M + x) \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{b(bt)}^M} \sigma_b^M(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} (h_{0i} - x) = M; \\ \varepsilon_{b(bt)}^M = \varepsilon''_b; \\ \frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} = \frac{\varepsilon_{b(bt)}^M}{-(x_M - h_M)}; \\ \frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} = \frac{\varepsilon''_s}{h_0 + h_M - x_M}; \\ \frac{\varepsilon_b}{-x} = \frac{\varepsilon_{bt}}{h - x}; \\ \frac{\varepsilon_b}{-x} = \frac{\varepsilon_s}{h_0 - x}. \end{array} \right. \quad (3)$$

Полученное решение системы уравнений (3) позволяет оценить НДС сборно-монолитной конструкции с учётом начальных деформаций, возникших в сборной части до момента набора монолитным бетоном требуемой прочности и включения его в процесс деформирования.

В предельном состоянии стадии 1, т. е. когда достигаются предельные деформации бетона на растяжение, сделав замену  $\varepsilon_{bt}$  на  $\varepsilon_{bt}^*$  из видоизменённой системы (3), получим величину изгибающего момента трещинообразования  $M_{crc}$ .

После возникновения нормальной трещины система преобразуется к виду

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \varepsilon_b = \varepsilon'_b + \varepsilon''_b; \\
 \varepsilon_s = \varepsilon'_s + \varepsilon''_s; \\
 -b \frac{x}{\varepsilon_b} \int_{\varepsilon_b}^{\varepsilon_{bt}^*} \sigma_b(\varepsilon) d\varepsilon - b \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{b(bt)}^M} \sigma_b^M(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} = 0; \\
 b \left( \frac{x}{\varepsilon_b} \right)^2 \int_{\varepsilon_b}^{\varepsilon_{bt}^*} \sigma_b(\varepsilon) \varepsilon d\varepsilon + b \left( \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \right)^2 \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{b(bt)}^M} \sigma_b^M(\varepsilon) \varepsilon d\varepsilon + \\
 + b(h_M - x_M + x) \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{b(bt)}^M} \sigma_b^M(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} (h_{0i} - x) = M; \\
 \varepsilon_{b(bt)}^M = \varepsilon''_b; \\
 \frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} = \frac{\varepsilon_{b(bt)}^M}{-(x_M - h_M)}; \\
 \frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} = \frac{\varepsilon''_s}{h_0 + h_M - x_M}; \\
 \frac{\varepsilon_b}{-x} = \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_{qs}}{h_0 - x}; \\
 \frac{\varepsilon_b}{-x} = \frac{\varepsilon_{bt}^*}{h_{cr} - x},
 \end{array} \right. \quad (4)$$

где  $h_{cr}$  – высота неразрушенной части.

Как ранее было обозначено, разрушение сборно-монолитного элемента по нормальному сечению возможно по 3 факторам – достижение предельных деформаций в растянутой арматуре, сжатом сборном или монолитном бетонах. В итоге, заменяя поочерёдно неизвестные значения  $\varepsilon_s$ ,  $\varepsilon_b$  и  $\varepsilon_b^M$  на известные предельные значения  $\varepsilon_s^*$ ,  $\varepsilon_b^*$  и  $\varepsilon_b^{M*}$ , получим значение предельного изгибающего момента  $M_u$ , соответствующего исчерпанию несущей способности по нормальному сечению.

В случае если происходит достижение и последующее превышение в верхнем фибровом волокне сборного бетона предельных деформаций на растяжение ( $\varepsilon_b = \varepsilon_{bt}^*$ ), то это указывает на полное прохождение трещиной сборной части, которая затем переходит в монолитную зону. Таким образом, полностью исключается из процесса восприятия нагрузки сборная часть (в месте образования трещины), и в системе уравнений остаётся только 4 неизвестных параметра  $x_M$ ,  $\varepsilon_b^M$ ,  $h_{cr}^M$  и  $\varepsilon_s$ , где  $h_{cr}^M$  – высота неразрушенной части монолитного бетона. В итоге система уравнений примет вид

$$\left\{ \begin{array}{l} -b \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{bt}^{M*}} \sigma_b^M(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} = 0; \\ b \left( \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \right)^2 \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{bt}^{M*}} \sigma_b^M(\varepsilon) \varepsilon d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} (h_{0i} + h_M - x_M) = M; \\ \frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} = \frac{\varepsilon_{bt}^{M*}}{-(x_M - h_{cr}^M)}; \\ \frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} = \frac{\varepsilon_s}{h_0 + h_M - x_M}. \end{array} \right. \quad (5)$$

Для нахождения предельного изгибающего момента  $M_u$  из системы уравнений (5) потребуется поочерёдная замена неизвестных значений  $\varepsilon_s$  и  $\varepsilon_b^M$  на известные предельные значения  $\varepsilon_s^*$  и  $\varepsilon_b^{M*}$ , соответствующие исчерпанию несущей способности по нормальному сечению.

### Результаты

Ранее авторами статьи были проведены экспериментальные исследования сборно-монолитного изгибаемого элемента [19], загрузка и процесс монтажа которых происходило поэтапно: 1-й этап – приложение нагрузки на сборную часть; 2-й этап – устройство монолитного бетона и доведение конструкции до разрушения после набора монолитным бетоном требуемой прочности.

Для сопоставления приняты результаты экспериментальных исследований сборно-монолитных образцов, выполненные и загруженные в следующем порядке (рис. 3):

– 1-й этап – на заводе ЖБИ изготовлены сборные части опытных образцов из тяжёлого бетона кл. В25 размерами 1700×80×80( $h$ ) мм, армированные продольной арматурой 1Ø10A240, поперечной арматурой в опорной зоне Ø4B500 с шагом 50 мм. В дальнейшем эти образцы были загружены предварительной нагрузкой, моделирующей монтажную нагрузку (собственный вес и вес дополнительных сборных элементов, вес свежееуложенного монолитного бетона и т. д.);

– 2-й этап – добетонирование сборной части лёгким бетоном кл. В12,5 (не снимая предварительную нагрузку) высотой 100 мм. После набора монолитным бетоном требуемой прочности проводилось последующее догружение образцов вплоть до разрушения.

Сопоставление результатов расчёта и эксперимента по величинам относительных деформаций продольной арматуры и монолитного бетона (рис. 4) имеет удовлетворительную сходимость.

Отметим, что на начальных этапах загрузки фиксируется (рис. 4, а) существенное расхождение в деформациях арматуры между данными расчёта и эксперимента до образования трещины. Данный эффект объясняется отсутствием части растянутого бетона и оголением арматуры на эксперименталь-

ных образцах (с целью возможности установки тензометрического датчика на арматуру), что привело к более полному вовлечению в процесс деформирования продольной арматуры на начальных этапах. Далее, после того как часть сборного растянутого бетона исключается из расчёта (образование трещины), виден скачок величины деформаций в продольной арматуре, что объясняется резкой передачей напряжений в процессе образования трещины с растянутого бетона на продольную арматуру.

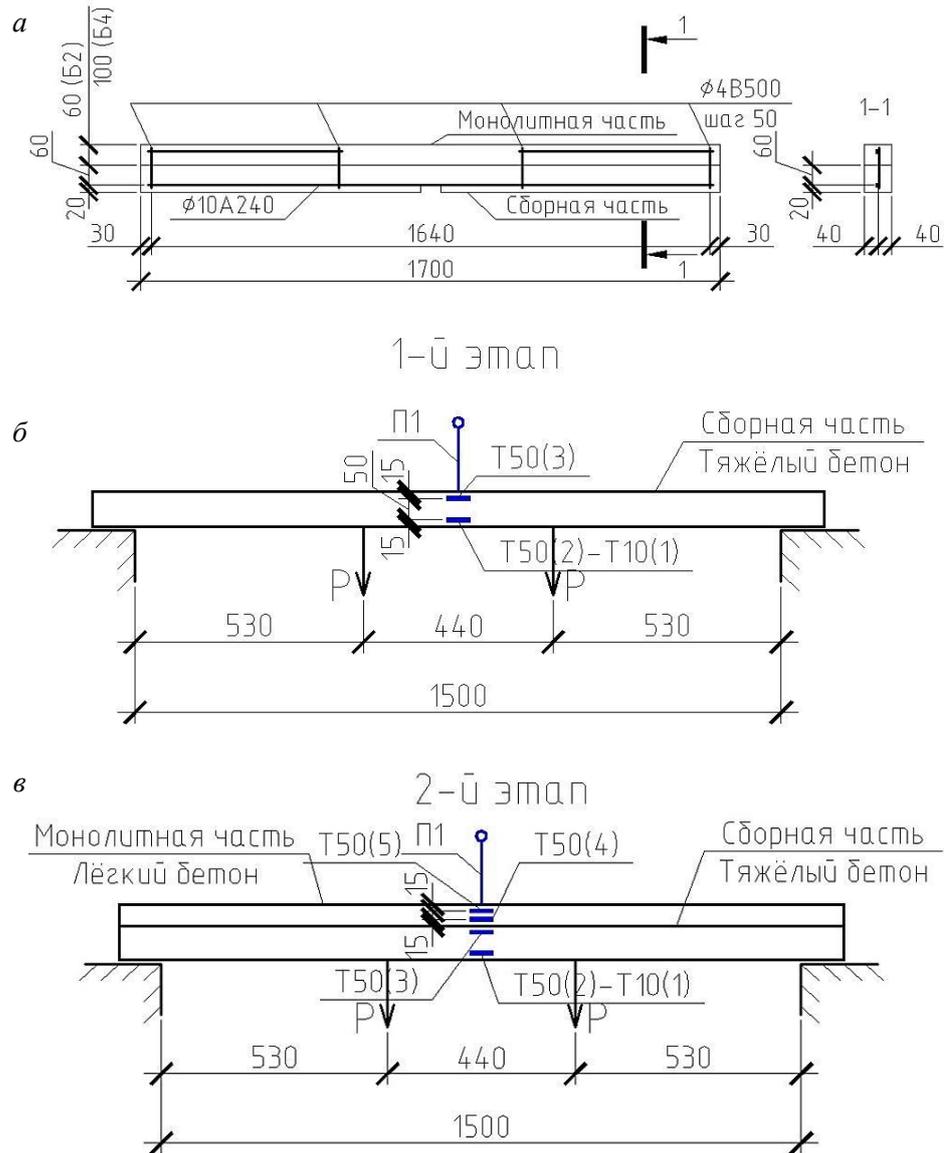


Рис. 3. Экспериментальные исследования:  
а – схема армирования балки; б – схема загрузки на этапе 1; в – схема загрузки на этапе 2

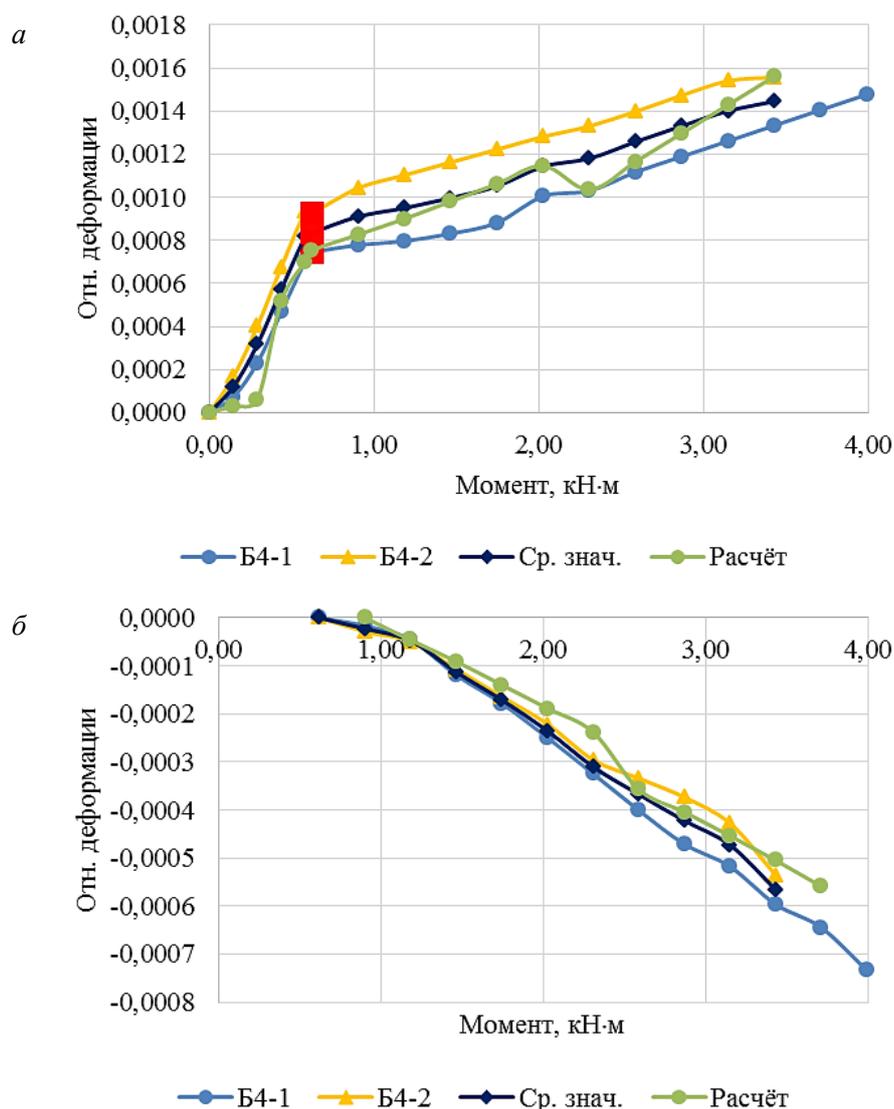


Рис. 4. Сопоставление относительных деформаций сборно-монолитного изгибаемого элемента, полученных при экспериментальных и теоретических исследованиях: а – продольная арматура; б – монолитный бетон

Кроме того, на кривых, построенных по результатам расчёта, фиксируется скачок деформаций (а значит, и напряжений) при величине момента 2,31 кН·м, что соответствует моменту прохождения трещиной сборной части и исключению из процесса деформирования сборного бетона. Причём в арматуре наблюдается небольшое уменьшение напряжений, в силу увеличения плеча пары сил, а в бетоне наблюдается увеличение напряжений из-за сокращения высоты сжатой зоны.

Также получена удовлетворительная сходимость и значений предельного изгибающего момента, соответствующего исчерпанию несущей способно-

сти. В частности, среднее значение несущей способности экспериментальных образцов составило 3,99 кН·м, а в расчётах – 4,34 кН·м. При этом момент трещинообразования, который фиксировался на 1-м этапе, при выполнении расчёта определён при моменте 0,30 кН·м, а при выполнении эксперимента при величине изгибающего момента – от 0,28 до 0,55 кН·м.

### Выводы

Таким образом, предложенная авторами статьи методика выполнения расчёта позволяет:

1. Учесть конструктивные особенности сборно-монолитных элементов.
2. Выполнять расчёт с учётом реальных диаграмм деформирования арматуры и бетонов, как сборного, так и монолитного.
3. Обеспечить удовлетворительную сходимость результатов расчёта с данными экспериментов.

### БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Поветкин М.С. Напряжённо-деформированное состояние усиленных под нагрузкой железобетонных изгибаемых преднапряжённых элементов : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук : 05.23.01 / Поветкин Максим Сергеевич. Курск, 2009. 187 с.
2. Терновский И.А., Карякин А.А., Сонин С.А., Мордич Г.А., Лозакович О.В., Мордич А.И. Сопоставление затрат на возведение монолитных и сборно-монолитных несущих конструкций многоэтажных зданий // Промышленное и гражданское строительство. 2020. № 1. С. 12–20.
3. Шембаков В.А. Возможности использования российской технологии сборно-монолитного каркаса для строительства в России качественного доступного жилья // Строительные материалы. 2017. № 3. С. 9–15.
4. Шилов А.В., Петров К.С., Бобин А.А. Метод сокращения сроков строительства производственного предприятия путём использования новых сборно-монолитных конструкций // Инженерный вестник Дона. 2017. № 4 (47).
5. Коянкин А.А., Митасов В.М. Испытания сборно-монолитного перекрытия на строящемся жилом доме // Бетон и железобетон. 2016. № 3. С. 20–22.
6. 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.
7. 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.
8. Cho Y.S., Lee S., Bae J.S. Reinforcement Placement in a Concrete Slab Object Using Structural Building Information Modeling // Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering. 2014. № 29. P. 47–59.
9. Breccolotti M., Gentile S., Tommasini M., Materazzi A.L., Bonfigli M.F., Pasqualini B., Colone V., Gianesini M. Beam-column joints in continuous RC frames: Comparison between cast-in-situ and precast solutions // Engineering Structures. 2016. V. 127. P. 129–144.
10. Medvedev V.N., Semeniuk S.D. Durability and deformability of braced bending elements with external sheet reinforcement // Magazine of Civil Engineering. 2016. № 3 (63). 2016. P. 3–15.
11. 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. Pp. 83–98.
12. Qian K., Li B. Resilience of Flat Slab Structures in Different Phases of Progressive Collapse // ACI Structural Journal. 2016. V. 113. P. 537–548.
13. 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.

14. Зенин С.А., Шарипов Р.Ш., Мухамедиев Т.А., Кудинов О.В., Чистяков Е.А. Проектирование сборно-монолитных железобетонных конструкций (О проекте свода правил) // Вестник НИЦ Строительство. 2017. № 4 (15) С. 107–115.
15. Koyankin A.A., Mitasov V.M. Stress-strain state of precast and cast-in place building // Magazine of Civil Engineering. 2017. V. 6 (74). P. 175–184.
16. Cherpurnenko A.S. Stress-strain state of three-layered shallow shells under conditions of non-linear creep // Magazine of Civil Engineering. 2017. V. 8 (74). P. 156–168.
17. Богачёва С.В., Никулин А.И. Расчёт по прочности нормальных сечений сборно-монолитных перекрытий каркасных зданий // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2018. № 4. С. 33–37.
18. Дорофеев В.С., Дорофеев А.В., Пушкарь Н.В. Рекомендации по проектированию сборно-монолитных железобетонных балочных конструкций // Актуальные научные исследования в современном мире. 2019. № 12-1 (56). С. 44–50.
19. Koyankin A.A., Mitasov 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).
20. Семенюк С.Д., Москалькова Ю.Г. Прочность и деформативность изгибаемых элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружении. Могилёв : Беларус.-Рос. ун-т, 2017. 274 с.
21. Лазовский Д.Н. Усиление железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений. Новополюцк : ПГУ, 1998. 240 с.

#### REFERENCES

1. Povetkin M.S. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie usilennykh pod nagruzkoi zhelezobetonnykh izgibaemykh prednapryazhennykh elementov: dissertatsiya na soiskanie uchenoi stepeni kandidata tekhnicheskikh nauk [Stress-strain state of loaded pre-stressed reinforced concrete bending members. PhD Thesis]. Kursk, 2009. 187 p. (rus)
2. Ternovskii I.A., Karyakin A.A., Sonin S.A., Mordich G.A., Lozakovich O.V., Mordich A.I. Sopotavlenie zatrat na vozvedenie monolitnykh i sborno-monolitnykh nesushchikh konstruktssii mnogoetazhnykh zdaniy [Cost comparison of constructing monolithic and prefabricated concrete load-bearing elements of multi-storey buildings]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2020. No. 1. Pp. 12–20. (rus)
3. Shembakov V.A. Vozmozhnosti ispol'zovaniya rossiiskoi tekhnologii sborno-monolitnogo karkasa dlya stroitel'stva v Rossii kachestvennogo dostupnogo zhil'ya [Russian technology of cast-in-place and precast structures for constructing quality housing in Russia]. *Stroitel'nye materialy*. 2017. No. 3. Pp. 9–15. (rus)
4. Shilov A.V., Petrov K.S., Bobin A.A. Metod sokrashcheniya srokov stroitel'stva proizvodstvennogo predpriyatiya putem ispol'zovaniya novykh sborno-monolitnykh konstruktssii [Reduction of construction time for production plant by using cast-in-place and precast structures]. *Inzhenernyi vestnik Dona*. 2017. No. 4 (47). (rus)
5. Koyankin A.A., Mitasov V.M. Ispytaniya sborno-monolitnogo perekrytiya na stroyashchemsya zhilom dome [Testing of a cast-in-place and precast slab of residential building under construction]. *Beton i zhelezobeton*. 2016. No. 3. Pp. 20–22. (rus)
6. 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. V. 692. Pp. 739–749.
7. 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. No. 95. Pp. 148–158.
8. Cho Y.S., Lee S., Bae J.S. Reinforcement placement in a concrete slab object using structural building information modeling. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*. 2014. No. 29. Pp. 47–59.
9. Breccolotti M., Gentile S., Tommasini M., Materazzi A.L., Bonfigli M.F., Pasqualini B., Colone V., Giancesini M. Beam-column joints in continuous RC frames: Comparison between cast-in-situ and precast solutions. *Engineering Structures*. 2016. V. 127. Pp. 129–144.

10. Medvedev V.N., Semeniuk S.D. Durability and deformability of braced bending elements with external sheet reinforcement. *Magazine of Civil Engineering*. 2016. No. 3 (63). 2016. Pp. 3–15.
11. 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. Pp. 83–98.
12. Qian K., Li B. Resilience of flat slab structures in different phases of progressive collapse. *ACI Structural Journal*. 2016. V. 113. Pp. 537–548.
13. Drakatos I.S., Muttoni A., Beyer K. Internal slab-column connections under monotonic and cyclic imposed rotations. *Engineering Structures*. 2016. V. 123. Pp. 501–516.
14. Zenin S.A., Sharipov R.Sh., Mukhamediev T.A., Kudinov O.V., Chistyakov E.A. Proektirovanie sborno-monolitnykh zhelezobetonnykh konstruksii (O proekte svoda pravil) [Design of precast and cast-in place reinforced concrete structures (draft code)]. *Vestnik NITs Stroitel'stvo*. 2017. No. 4 (15). Pp. 107–115. (rus)
15. Koyankin A.A., Mitasov V.M. Stress-strain state of precast and cast-in place building. *Magazine of Civil Engineering*. 2017. V. 6 (74). Pp. 175–184.
16. Chepurnenko A.S. Stress-strain state of three-layered shallow shells under conditions of non-linear creep. *Magazine of Civil Engineering*. 2017. V. 8 (74). Pp. 156–168.
17. Bogacheva S.V., Nikulin A.I. Raschet po prochnosti normal'nykh sechenii sborno-monolitnykh perekrytii karkasnykh zdaniy [Strength analysis of normal cross-sections of precast and cast-in place slabs]. *Vestnik Belgorodskogo gosudarstvennogo tekhnologicheskogo universiteta im. V.G. Shukhova*. 2018. No. 4. Pp. 33–37. (rus)
18. Dorofeev V.S., Dorofeev A.V., Pushkar' N.V. Rekomendatsii po proektirovaniyu sborno-monolitnykh zhelezobetonnykh balochnykh konstruksii [Recommendations for design of precast and cast-in place reinforced concrete girders]. *Aktual'nye nauchnye issledovaniya v sovremennom mire*. 2019. No. 12-1 (56). Pp. 44–50. (rus)
19. Koyankin A.A., Mitasov V.M. Stress-strain state of the precast monolithic bent element. *Magazine of Civil Engineering*. 2020. No. 97 (5).
20. Semenyuk S.D., Moskal'kova Yu.G. Prochnost' i deformativnost' izgibaemykh elementov, usilennykh narashchivaniem szhatoi zony, pri staticheskom malotsiklovom nagruzheniyakh [Strength and deformability of bending members reinforced by compression ramping under static low-cycle load]. Mogilev, 2017. 274 p. (rus)
21. Lazovskii D.N. Usilenie zhelezobetonnykh konstruksii ekspluatiruemykh stroitel'nykh sooruzhenii [Reinforcement of composite concrete structures]. Novopolotsk, 1998. 240 p. (rus)

#### 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

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

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