

УДК 69.07

DOI: 10.31675/1607-1859-2019-21-6-101-114

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

## ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ПОЭТАПНОГО ВОЗВЕДЕНИЯ И ЗАГРУЖЕНИЯ СБОРНО-МОНОЛИТНОГО ИЗГИБАЕМОГО ЭЛЕМЕНТА НА ЕГО НАПРЯЖЁННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ

Важной особенностью, влияющей на напряжённо-деформированное состояние сборно-монолитного элемента, является поэтапность монтажа и загрузки. Нормативные документы РФ указывают на необходимость выполнения расчёта сборно-монолитных конструкций для следующих двух стадий работы конструкции: до и после приобретения монолитным бетоном заданной прочности. При этом расчёт необходимо производить с учётом начальных напряжений и деформаций, проявившихся в сборных элементах до приобретения бетоном омоноличивания заданной прочности.

Однако сам вопрос поэтапности возведения и загрузки и связанный с этим процесс накопления напряжений и деформаций в нормативных документах и каких-либо других рекомендациях не раскрыт. Кроме того, данный вопрос также недостаточно изучен в научно-технической литературе.

В связи с этим авторами данной статьи проведены соответствующие экспериментальные исследования, целью которых являлось изучение влияния предварительного загрузки сборной части на характер последующего напряжённо-деформированного состояния и несущую способность сборно-монолитного изгибаемого элемента.

В процессе проведения экспериментальных исследований проводились исследования образцов с предварительно загружаемой сборной частью (выполнялось до набора монолитным бетоном требуемой прочности) и дальнейшее сопоставление полученных результатов с одномоментно загружаемыми экспериментальными образцами. При этом остальные параметры экспериментальных моделей были полностью идентичны у всех. В общей сложности было испытано 5 экспериментальных образцов (3 образца поэтапно загружаемых и 2 одномоментно загружаемых образца).

Проведённые исследования показали существенное влияние предварительного нагружения сборной части на последующее напряжённо-деформированное состояние сборно-монолитной конструкции и ее итоговую несущую способность.

**Ключевые слова:** сборно-монолитные конструкции; железобетонные конструкции; поэтапность монтажа; предварительное нагружение; экспериментальные исследования.

**Для цитирования:** Коянкин А.А., Митасов В.М., Петухова И.Я., Цхай Т.А. Экспериментальные исследования влияния поэтапного возведения и загрузки сборно-монолитного изгибаемого элемента на его напряжённо-деформированное состояние // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2019. Т. 21. № 6. С. 101–114.  
DOI: 10.31675/1607-1859-2019-21-6-101-114

A.A. KOYANKIN<sup>1</sup>, V.M. MITASOV<sup>2</sup>, I.YA. PETUHOVA<sup>1</sup>, T.A. TSHAY<sup>1</sup>,

<sup>1</sup>Siberian Federal University,

<sup>2</sup>Novosibirsk State University of Architecture and Construction

## STRESS-STRAIN STATE OF PREFABRICATED MONOLITHIC BENDING ELEMENT AT GRADUAL INSTALLATION AND LOADING

The stress-strain state of the prefabricated monolithic element depends on its gradual installation and loading. Regulatory documents of the Russian Federation indicate the need to calculate precast-monolithic structures for two stages of construction: before and after the specified monolithic concrete strength acquired. In this case, the stress-strain state that appeared in the prefabricated elements before the specified monolithic concrete strength should be considered.

However, the construction and loading stages at issue and accumulation of stresses and strains are not disclosed in the regulatory documents. In addition, this problem is insufficiently studied.

In this regard, the aim of this paper is to study the pre-loading effect of the prefabricated element on its stress-strain state and the load-bearing capacity.

During the experiments, a pre-loaded prefabricated part is studied. The obtained results are compared with instantaneously loaded test samples. Other parameters of the experimental models are completely identical. In all, 5 samples are tested (step-by-step loading of 3 samples and instantaneous loading of 2 samples).

It is shown that pre-loading of the preloaded prefabricated part significantly affects the stress-strain state of the whole structure and its total load-bearing capacity.

**Keywords:** precast-monolithic structures; reinforced concrete structures; phased installation; pre-loading; experimental studies.

**For citation:** Koyankin A.A., Mitasov V.M., Petuhova I.Ya., Tshay T.A. Eksperimental'nye issledovaniya vliyaniya po etapnoy vozvedeniya i zagruzheniya sborno-monolitnogo izgibaemogo elementa na ego napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie [Stress-strain state of prefabricated monolithic bending element at gradual installation and loading]. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2019. V. 21. No. 6. Pp. 101–114.

DOI: 10.31675/1607-1859-2019-21-6-101-114

### Введение

Последние двадцать-тридцать лет сборно-монолитное домостроение существенно усилило свои позиции на строительном рынке России, изрядно потеснив другие строительные системы, включая выполняемые из сборного и монолитного бетона [1, 5–8, 10, 11, 14]. Однако следом за темпами производства и строительства далеко не всегда поспевает научная подоснова [12, 16], что, в свою очередь, приводит к недостаточно качественному проектированию. И действительно, несмотря на имеющийся к данному моменту объём накопленных экспериментальных данных [2–4, 12, 13, 16], остаётся недостаточно изученным вопрос влияния поэтапности возведения и загрузки сборно-монолитного элемента на его напряжённо-деформированное состояние и несущую способность. Вместе с тем данный вопрос является крайне актуальным [9, 15], ведь сам по себе процесс возведения сборно-монолитных конструкций неизбежно сопровождается первоначальным включением в процесс деформирования сборного

бетона, нагружением его монтажными нагрузками (включая и нагрузки от свежееуложенного монолитного бетона), и только после набора монолитным бетоном требуемой прочности он (монолитный бетон) включается в процесс восприимчивая внешней нагрузки совместно со сборной частью. Здесь необходимо понимать, что к моменту «старта» деформирования монолитного бетона сборный бетон и размещённая в нём арматура испытывают напряжения от ранее приложенной монтажной нагрузки. Причём усилия в сборном элементе могут быть достаточно существенными, и нельзя их игнорировать при выполнении расчётов строительных конструкций и их конструировании.

Исходя из вышеобозначенного авторами были проведены экспериментальные исследования, целью которых являлась оценка влияния поэтапности возведения и загрузки сборно-монолитного изгибаемого элемента на его напряжённо-деформированное состояние. Для достижения поставленной цели были решены следующие задачи:

- 1) экспериментальные исследования поэтапно монтируемых и загружаемых сборно-монолитных балок;
- 2) экспериментальные исследования одномоментно загружаемых сборно-монолитных балок;
- 3) проведение сопоставительного анализа.

### Методы

Для проведения данных исследований были изготовлены и испытаны в лаборатории испытания строительных конструкций Сибирского федерального университета в общей сложности пять экспериментальных образцов (рис. 1), которые, в свою очередь, делились на 2 типа серий:

1-й тип (серия Б2, включала 3 образца) – загрузка образцов происходила в 2 этапа, где на 1-м этапе предварительному загрузению ( $2P = 2,36$  кН, величина изгибающего момента составила  $M = 0,62$  кН·м), моделирующему монтажную нагрузку (собственный вес, вес сборных элементов и свежееуложенного монолитного бетона), подвергалась только лишь сборная часть образца, после чего, не снимая нагрузку, укладывался монолитный бетон. После набора монолитным бетоном требуемой прочности осуществлялось догружение уже сборно-монолитной балки вплоть до разрушения нагрузкой, моделирующей в реальной конструкции дополнительную монтажную (вес конструкций пола, перегородок, несущих стен) и эксплуатационную нагрузку.

2-й тип (серия Б5, включала 2 образца) – производилось одноэтапно загрузение полностью готового сборно-монолитного образца вплоть до разрушения.

По схеме статической работы экспериментальные образцы, как на 1-м, так и на 2-м этапах загрузки, представляли собой однопролётные шарнирно опёртые балки одинакового пролёта 1,5 м. Нагрузка прикладывалась в виде свободных весов (железобетонные блоки различной формы и металлические блоки), подвешенных на тросах в двух точках.

Параметры экспериментальных образцов следующие (рис. 1):

– сборная часть – размеры  $1700 \times 80 \times 80(h)$  мм, тяжёлый бетон кл. В25, продольная арматура 1Ø10A240, поперечная арматура в опорной зоне Ø4B500 с шагом 50 мм, поперечное армирование в центральной зоне отсутствовало;

– монолитная часть – длина и ширина аналогично размерам сборной части, высота 60 мм, лёгкий бетон (конструкционный керамзитобетон) кл. В12,5, продольное армирование отсутствовало, поперечное армирование было только в опорной зоне арматурой за счёт выпусков сборной части. Общие итоговые размеры сборно-монолитных балок составили 1700×80×140(h) мм.

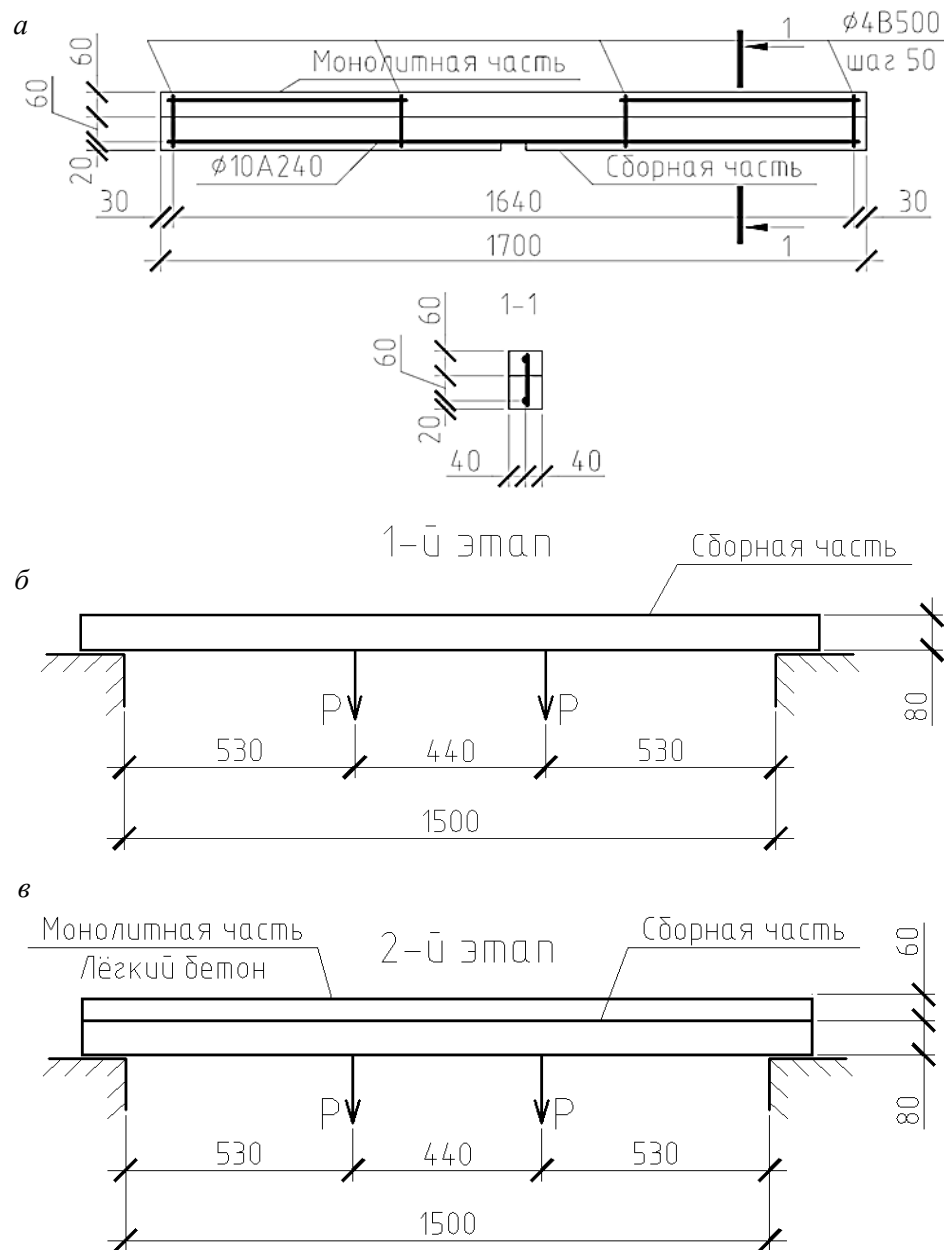


Рис. 1. Экспериментальные образцы:

а – чертёж; б, в – схемы приложения нагрузки на 1-м и 2-м этапах загрузки

з



д



Рис. 1. Экспериментальные образцы:

з, д – фото процесса загрузки на 1-м и 2-м этапах

В итоге образцы серий Б2 и Б5 были полностью идентичны с точки зрения конструктивного исполнения и схемы статической работы, но различались процессом монтажа и загрузки.

Фиксация напряжённо-деформированного состояния экспериментальных образцов осуществлялась с использованием следующих приборов и оборудования: индикаторы часового типа ИЧ-10, тензометрические датчики и система измерительная тензометрическая ММТС-64 (фиксация деформаций арматуры и бетона), прогибомер 5ПАО-ЛИСИ (фиксация прогибов), микроскоп МПБ-3 (фиксация ширины раскрытия трещин).

### Результаты

Проведённые экспериментальные исследования показали следующие результаты (рис. 2, а):

– во всех образцах серии Б2, загрузка которых происходит поэтапно, чётко фиксируется разная средняя интенсивность (рост показателя на 1 кН или 1 кН·м увеличения нагрузки  $P$  или усилия  $M$ ) прироста прогибов на каждом этапе загрузки. На 1-м этапе, когда включена в процесс деформирования только сборная часть, нарастание прогибов происходит более интенсивно (средняя интенсивность составила 1,85 мм/кН), нежели на этапе 2 (средняя интенсивность составила 0,71 мм/кН), когда в процесс деформирования уже включился монолитный бетон. Данный процесс абсолютно логичен, т. к. после набора монолитным бетоном требуемой прочности изгибная жёсткость образцов существенно увеличивается;

– нарастание прогибов в образцах серии Б5, которые нагружаются, будучи в состоянии полной готовности сборно-монолитного элемента, происходит равномерно без каких-либо заметных и ярко выраженных изменений средней интенсивности роста прогибов на всём протяжении нагружения (среднее значение составило 1,26 мм/кН).

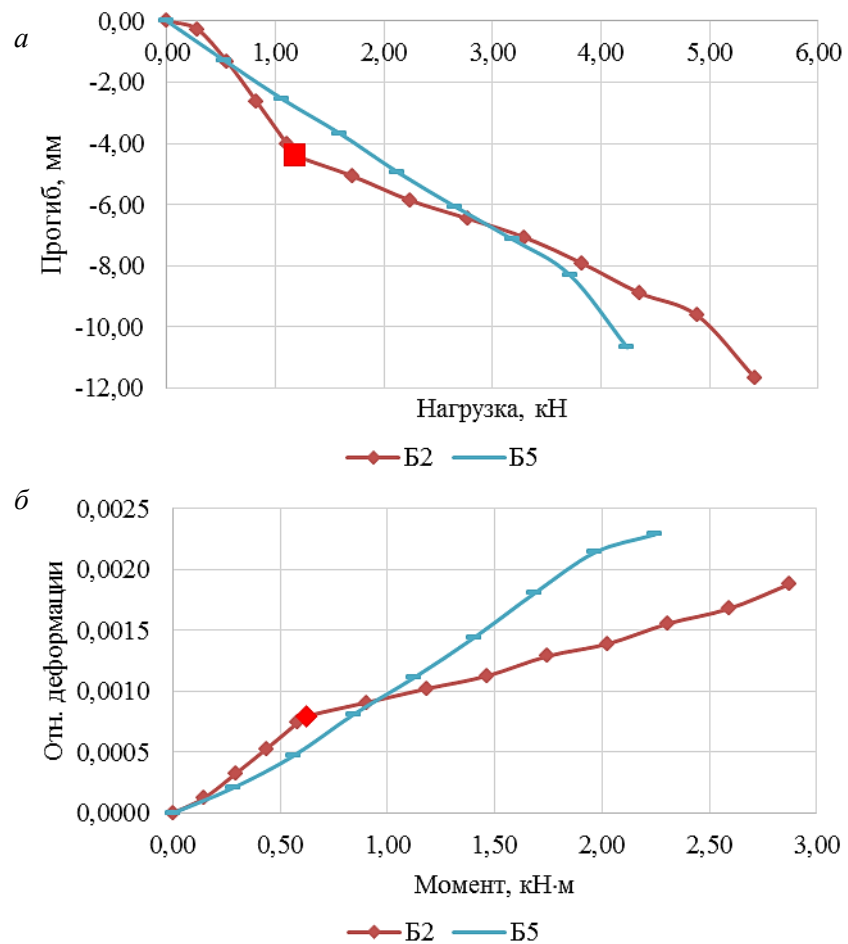


Рис. 2. Графики средних прогибов (а); деформаций арматуры (б)

Итоговые значения средних прогибов сборной балки образцов серии Б2 при нагрузке  $P = 1,18$  кН (окончание 1-го этапа загрузки) составили 4,37 мм. При этом этот же показатель в сборно-монолитных балках образцов серии Б5 оказался существенно меньше и составил 2,80 мм, что является следствием большей первоначальной изгибной жёсткости элементов.

Однако после включения в процесс деформирования монолитного бетона в образцах серии Б2 произошло резкое снижение интенсивности роста прогибов (даже меньше, чем в образцах серии Б5). В результате при нагрузке  $P$ , примерно равной 3,0 кН, средние прогибы образцов серии Б5 «обгоняют» значения прогибов образцов серии Б2, и при нагрузке  $P = 4,0$  кН средний прогиб образца Б5 оказался на 1,37 мм больше, нежели в образцах серии Б2 (8,23 мм против 9,60 мм).

Таким образом, поэтапное вовлечение в процесс восприятия внешней нагрузки (вначале сборной, а затем монолитного бетонов) оказывает положительное влияние на деформативность сборно-монолитного изгибаемого элемента.

Первые трещины в образцах серии Б2 фиксировались на 1-м этапе загрузки, т. е. в процессе деформирования только сборной части (рис. 3), на 2-м ( $P = 0,55$  кН и  $M = 0,29$  кН·м) или 3-м ( $P = 0,83$  кН и  $M = 0,44$  кН·м) шагах загрузки – в середине пролёта балки. Глубина распространения трещины в момент её образования составляла 30–40 мм, а ширина раскрытия не превышала 0,05 мм.

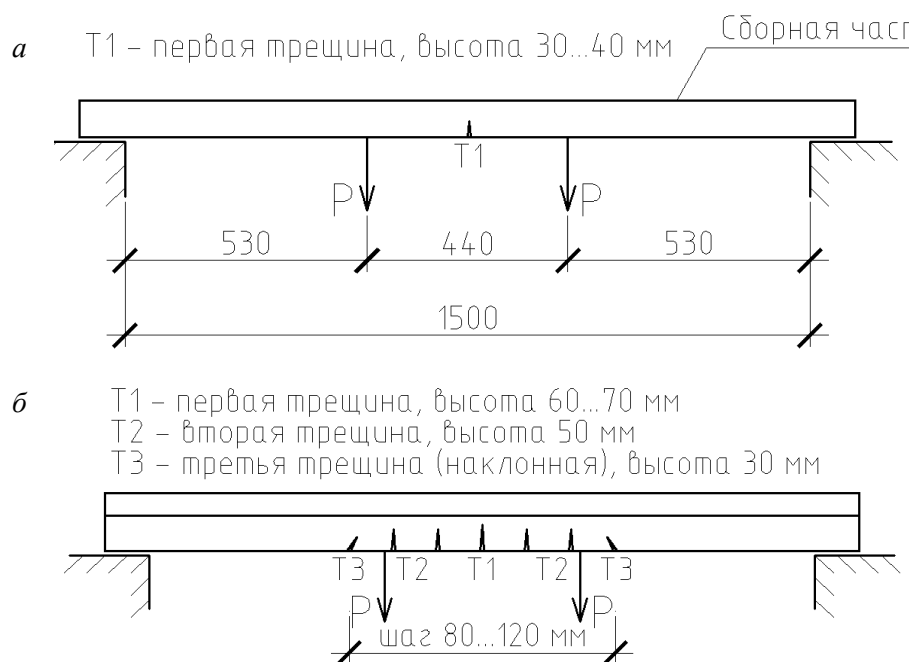


Рис. 3. Трещинообразование:

а – схема образования трещин образцов серии Б2 на 1-м этапе загрузки; б – схема образования трещин в образцах серии Б2 на 2-м этапе загрузки и образцах серии Б5

К моменту окончания загрузки по этапу 1 во всех образцах серии Б2 была обнаружена только одна трещина, высота развития которой составила 45–50 мм, а ширина раскрытия порядка 0,08–0,10 мм.

На 2-м этапе развитие картины трещинообразования в образцах серии Б2 можно описать следующим образом:

- происходило развитие ранее образовавшихся и появление новых трещин;
- не фиксировались какие-либо горизонтальные трещины, в том числе и по шву сопряжения бетонов;
- расстояние между образовавшимися трещинами составляло порядка 80–120 мм;
- ширина раскрытия критических трещин при нагрузке, предшествующей разрушению, составляла от 0,7 до 1,1 мм;
- высота развития критических трещин составила порядка 60–75 мм;
- образование и развитие трещин происходило только в сборном бетоне, и они не переходили в монолитную часть экспериментальных образцов.

Образование трещин в образцах серии Б5 начинается при более поздних нагрузках, что, собственно, вполне естественно, т. к. высота сечения элемента, а следом и изгибная жёсткость данных образцов выше, нежели сборных частей образцов серии Б2. К примеру, в балках Б5-1 и Б5-2 образование трещин произошло при нагрузках  $P = 1,06$  кН ( $M = 0,56$  кН·м) и  $P = 1,59$  кН ( $M = 0,84$  кН·м) соответственно. При этом первые трещины образовались первоначально только в сборной части в зоне максимального изгибающего момента, и высота их распространения составила 45–50 мм, а ширина раскрытия первоначально образованной трещины не превысила 0,05 мм.

По мере увеличения нагрузки происходило раскрытие ранее образованной трещины, а также появление новых. Перехода трещин в монолитную часть в образцах серии Б5 зафиксировано не было.

Трещина, которая возникла первой, в дальнейшем имела наибольшее развитие, высоту распространения и ширину раскрытия. Она, по сути, и являлась критической трещиной. На этапе, предшествующем разрушению, критическая трещина в образцах серии Б5 полностью проходила сборную часть, останавливаясь по шву сопряжения сборного и монолитного бетонов, и имела ширину раскрытия 0,6–0,8 мм. При этом перехода трещины в монолитную часть зафиксировано не было, но наблюдалось незначительное раскрытие горизонтального шва сопряжения бетонов на ширину не более 0,4 мм по длине 20–30 мм в каждую сторону от конца вертикальной трещины.

Характер нарастания деформаций продольной арматуры, по мере увеличения внешней нагрузки, при проведении экспериментальных исследований позволяет выявить следующие закономерности (см. рис. 2, б):

- в поэтапно загружаемых экспериментальных образцах серии Б2, после набора монолитным бетоном требуемой прочности и вовлечения его в процесс деформирования, интенсивность прироста относительных деформаций продольной арматуры существенно снижается с  $0,001284$  до  $0,000481$  (кН·м)<sup>-1</sup>, что связано с увеличением рабочей высоты сечения;
- в образцах серии Б5, загружаемых в состоянии полной готовности сборно-монолитного элемента, рост деформаций продольной арматуры про-



исходит равномерно без каких-либо заметных изменений. Среднее значение интенсивности роста относительных деформаций составило  $0,001018 \text{ (кН}\cdot\text{м)}^{-1}$ .

Средние относительные деформации продольной арматуры  $\varepsilon_s$  в образцах серии Б2 по окончании загрузки в рамках 1-го этапа (усилие  $M = 0,62 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ) составили  $0,000796$ . При таком же усилии  $M$  в образцах серии Б5 средние относительные деформации продольной арматуры составили  $0,000543$ . Однако после того как монолитный бетон в образцах серии Б2 набрал требуемую прочность и включился в процесс восприятия нагрузки, относительные деформации продольной арматуры образцов серии Б5, аналогично, как и в ситуации с прогибами, «обогнали» деформации арматуры в образцах серии Б2 при примерном усилии  $M = 0,90 \text{ кН}\cdot\text{м}$ . В результате при усилии  $M = 2,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$  средние относительные деформации в образцах серии Б2 составили  $0,001433$ , а в образцах серии Б5 –  $0,002212$ .

Относительно картины деформирования бетонов (сборного и монолитного) образцов серии Б2 отметим следующее (рис. 4, а):

- на 2-м или 3-м шагах 1-го этапа загрузки фиксируется достижение предельных растягивающих значений деформаций. Обращаем внимание на то, что и трещины фиксировались при таких же значениях нагрузки;

- на 1-м этапе загрузки в сборной части происходит классическое деформирование изгибаемого элемента с возникновением деформаций растяжения в нижней зоне и деформаций сжатия в верхней, которые после 1-го этапа загрузки составили  $0,000253$ – $0,000699$ . В рамках 2-го этапа сохраняется прирост деформаций растяжения в нижней зоне сборной части, однако в верхней первоначально сжатой зоне прирост деформаций сжатия прекращается и отмечается снижение или неизменность возникших на 1-м этапе загрузки значений относительных деформаций. Данный факт говорит о том, что после набора монолитным бетоном требуемой прочности и включением его в процесс деформирования меняется положение нейтральной оси элемента в связи с изменением его высоты, и ранее сжатая зона сборного бетона начинает растягиваться;

- деформирование монолитного бетона происходит с начала 2-го этапа загрузки с нулевых значений напряжений. В нижней зоне монолитного бетона нарастание деформаций происходит равномерно, без каких-либо резких скачков и перегибов на графике деформирования. В образцах серии Б2 были зафиксированы либо деформации сжатия, которые были достаточно малы (до  $0,000182$ ) и не превысили предельных значений;

- деформирование верхней зоны монолитного бетона происходит равномерно и не достигает предельных значений (на сжатие) во всех экспериментальных образцах серии Б2. Максимальные относительные деформации сжатия, которые были зафиксированы в ходе испытаний, составили  $0,000483$ – $0,000644$ . Отсутствие каких-либо видимых признаков разрушения при визуальном осмотре подтверждает полученные данные.

В одноэтапно загружаемых образцах серии Б5 (рис. 4, б):

- верхняя зона сборного бетона оказалась растянутой, причём относительные деформации верхней части сборного бетона хотя и не превысили предельных значений бетона на растяжение, но на стадиях, предшествующих разрушению, находились около предельных значений (достигали  $0,000102$ );

– деформации нижней части монолитного бетона фиксировались либо в районе нулевых значений, либо имели небольшие сжимающие значения (до 0,000080);

– верхняя зона монолитного бетона на протяжении всего периода нагружения испытывала равномерно прирастающие сжимающие деформации, которые не достигли предельных деформаций на сжатие. На шаге загрузки, предшествующем разрушению, максимальные деформации сжатия составили 0,000560–0,000795.

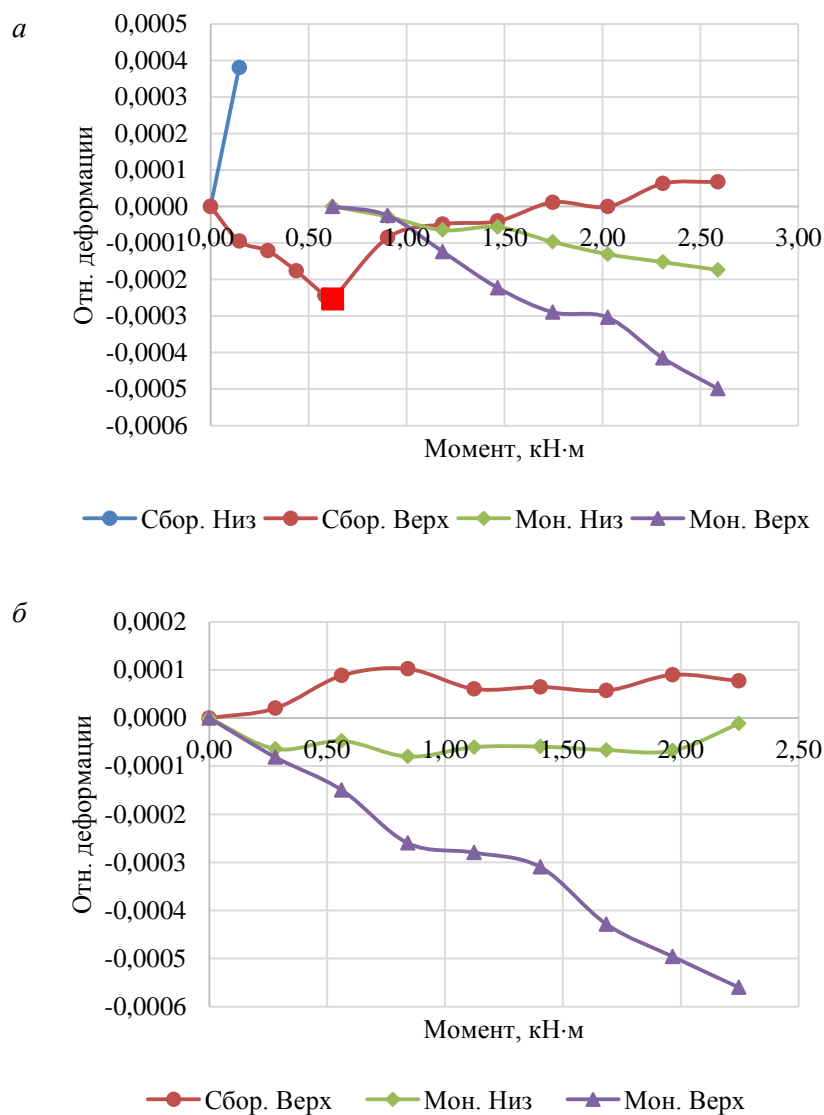


Рис. 4. Графики относительных деформаций бетонов экспериментальных образцов серий Б2 и Б5 (а, б)

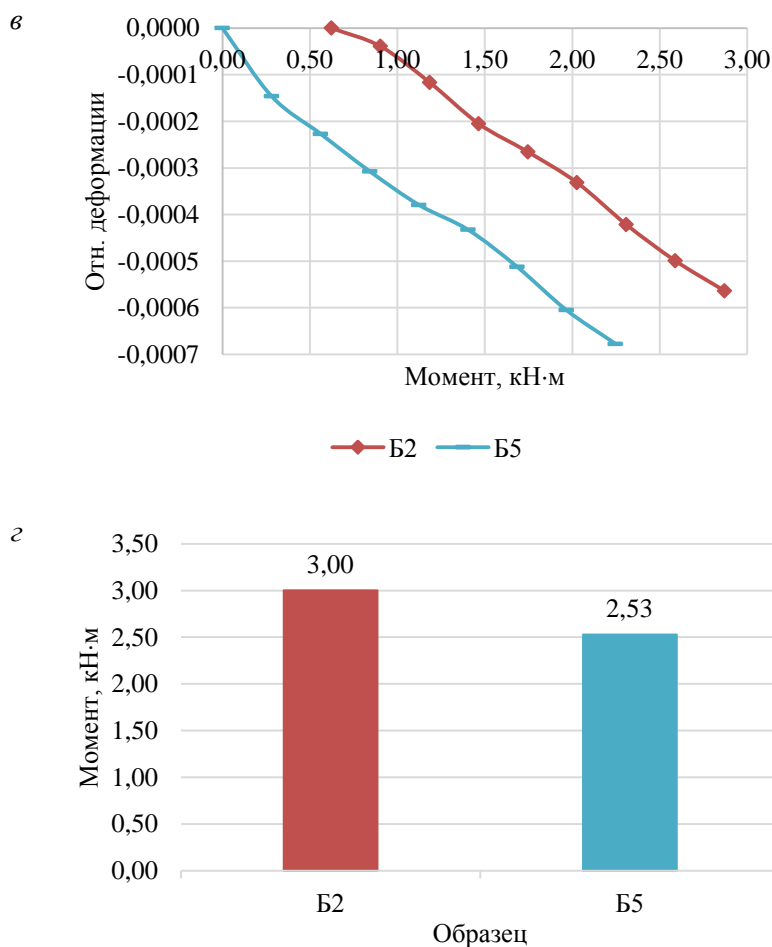


Рис. 4. Графики сопоставления средних относительных деформаций верхней части монолитного бетона образцов серий Б2 и Б5 (а); средней несущей способности образцов серий Б2 и Б5 (б)

Средние относительные деформации на 2-м этапе загрузки при усилии  $M = 2,1$  кН·м составили (рис. 4, а): образцов серии Б2 – 0,000355, образцов серии Б5 – 0,000639. Причём интенсивность прироста деформаций по мере загрузки также оказалась выше в образцах серии Б5 ( $0,000296 \text{ (кН·м)}^{-1}$ ), чем в образцах серии Б2 ( $0,000250 \text{ (кН·м)}^{-1}$ ).

Таким образом, чётко видно, что более позднее включение в процесс деформирования монолитного бетона приводит к существенно меньшей величине деформаций, а следовательно, и напряжений в монолитном бетоне. Данный факт позволяет отказаться от применения тяжёлого бетона и применить менее прочный лёгкий бетон, снизив таким образом массу конструкции.

Среднее значение изгибающего момента, при котором произошло исчерпание несущей способности, составило в образцах серии Б2 – 3,00 кН·м, а в образцах серии Б5 – 2,53 кН·м, т. е. несущая способность поэтапно загру-

жаемых образцов оказалась практически на 18 % выше, чем в таких же образцах, но монтируемых и загружаемых одновременно.

Причиной разрушения всех экспериментальных образцов являлось достижение предела текучести арматуры, о чём наглядно свидетельствовали следующие факторы:

- достижение предельных деформаций растяжения в продольной арматуре, зафиксированное тензометрическими датчиками на стадии разрушения;
- недостижение предельных деформаций в сжатом бетоне (сборном и монолитном), что также было зафиксировано тензометрическими датчиками;
- интенсивное нарастание прогибов, которые уже не стабилизировались в момент приложения предельной разрушающей нагрузки;
- отсутствие визуальных признаков разрушения сборного и монолитного бетонов.

### Заключение

Проведённые экспериментальные исследования позволили сделать следующие выводы:

1. Учёт поэтапного монтажа и вовлечения в процесс деформирования сборного и монолитного бетонов существенно меняет картину напряжённо-деформированного сборно-монолитного изгибаемого элемента. Данный факт приводит к обязательной необходимости учёта этих этапов при проектировании сборно-монолитных конструкций.

2. Во всех экспериментальных образцах разрушение произошло в результате достижения предела текучести в продольной арматуре. При этом полностью отсутствовали признаки разрушения сборного и монолитного бетонов.

3. Поэтапное вовлечение в процесс деформирования монолитного бетона положительно сказывается на несущей способности и характере напряжённо-деформированного состояния сборно-монолитного элемента в целом, в сравнении с одномоментно изготавливаемыми и включаемыми в процесс деформирования элементами. На это указывает:

- меньшая величина итогового прогиба (при значениях нагрузки, близкой к предельной) – разница составила 14 %;
- меньшее итоговое значение относительных деформаций продольной арматуры – разница достигает 30 %;
- меньшее итоговое значение относительных деформаций наиболее напряжённой части монолитного бетона – разница достигает 50 %;
- наибольшая величина вовлечения в процесс деформирования сборного бетона, что выражается в больших значениях напряжений и деформаций, возникающих в сборном бетоне в процессе деформирования элемента;
- большее значение несущей способности – разница достигает 18 %.

### Библиографический список

1. Теплова Ж.С., Виноградова Н.А. Сборно-монолитные перекрытия системы «МАРКО» // Строительство уникальных зданий. 2015. № 8. С. 48–59.
2. Клюева 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.

3. Поветкин М.С. Напряжённо-деформированное состояние усиленных под нагрузкой железобетонных изгибаемых преднапряжённых элементов : дис. ... канд. техн. наук. Курск, 2009. 187 с.
4. Никоноров Р.М. Совместная сопротивляемость, деформативность железобетонных элементов перекрытия сборно-монолитных каркасов с плоскими плитами и скрытыми ригелями : дис. ... канд. техн. наук. Москва, 2008. 219 с.
5. Паращенко Н.А., Горшков А.С., Ватин Н.И. Частично-ребристые сборно-монолитные перекрытия с ячеистобетонными блоками // Инженерно-строительный журнал. 2011. № 6. С. 50–55.
6. Chepurenko 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.
7. Медведев В.Н., Семенюк С.Д. Прочность и деформативность балочных изгибаемых элементов с внешним листовым армированием // Инженерно-строительный журнал. 2016. № 3(63). С. 3–15.
8. 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.
9. 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.
10. Шаленный В.Т., Паперный Р.Б. Повышение технологичности проектных решений монолитных и сборно-монолитных зданий и сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 2010. № 2. С. 19–21.
11. Шембаков В.А. Сборно-монолитное каркасное домостроение. Руководство к принятию решения. Чебоксары : ООО «Чебоксарская типография № 1», 2005. 119 с.
12. Коянкин А.А., Митасов В.М. Некоторые результаты натурных испытаний фрагмента каркасного здания в сборно-монолитном исполнении // Бетон и железобетон. 2015. № 5. С. 18–20.
13. Семченков А.С., Хавкин А.К., Соколов Б.С. Испытание натурального фрагмента каркаса «РАДИУСС» с применением круглопустотных плит // Бетон и железобетон. 2008. № 6. С. 2–5.
14. Qian K., Li B. Resilience of Flat Slab Structures in Different Phases of Progressive Collapse // ACI Structural Journal. 2016. V. 113. P. 537–548.
15. Коянкин А.А. Облегчённое сборно-монолитное перекрытие // Вестник МГСУ. 2017. № 6 (105). С. 636–641.
16. Коянкин А.А., Митасов В.М. Испытания сборно-монолитного перекрытия на строящемся жилом доме // Бетон и железобетон. 2016. № 3. С. 20–22.

## REFERENCES

1. Teplova Zh.S., Vinogradova N.A. Sborno-monolitnye perekrytiya sistemy «MARKO» [Prefabricated monolithic floors of the MARCO system]. Stroitel'stvo unikal'nykh zdaniy. 2015. No. 8. Pp. 48–59. (rus)
2. Klyueva N.V., Kolchunov V.I., Rypakov D.A., Bukhtiyarova A.S. Prochnost' i deformativnost' sborno-monolitnykh karkasov zhilykh zdaniy ponizhennoi materialoemkosti pri zaproektnykh vozddeystviyakh [Strength and deformability of prefabricated monolithic frames of residential buildings of reduced material consumption for beyond-design impacts]. Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2015. No. 1. Pp. 5–9. (rus)
3. Povetkin M.S. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie usilennykh pod nagruzkoi zhelezobetonnykh izgibaemykh prednapryazhennykh elementov: dis. ... kand. tekhn. nauk [Stress-strain state of reinforced concrete bent prestressed elements reinforced under load. PhD Thesis]. Kursk, 2009. 187 p. (rus)
4. Nikonorov R.M. Sovmestnaya soprotivlyaemost', deformativnost' zhelezobetonnykh elementov perekrytiya sborno-monolitnykh karkasov s ploskimi plitami i skrytymi rigelyami: dis. ... kand. tekhn. nauk [Joint resistance, deformability of reinforced concrete elements of overlapping precast-monolithic frames with flat plates and hidden crossbars]. Moscow, 2008. 219 p. (rus)
5. Parashchenko N.A., Gorshkov A.S., Vatin N.I. Chastichno-rebristye sborno-monolitnye perekrytiya s yacheistobetonnyimi blokami [Partially ribbed precast-monolithic floors with cellular concrete blocks]. Inzhenerno-stroitel'nyi zhurnal. 2011. No. 6. Pp. 50–55. (rus)

6. *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.
7. *Medvedev V.N., Semenyuk S.D.* Prochnost' i deformativnost' balochnykh izgibaemykh elementov s vneshnim listovym armirovaniem [Strength and deformability of bending elements with external steel reinforcement]. *Inzhenerno-stroitel'nyi zhurnal*. 2016. No. 3(63). Pp. 3–15. (rus)
8. *Drakatos I.S., Muttoni A., Beyer K.* Internal slab-column connections under monotonic and cyclic im-posed rotations. *Engineering Structures*. 2016. V. 123. Pp. 501–516.
9. *Koyankin A.A., Mitassov V.M.* Stress-strain state of precast and cast-in place building. *Magazine of Civil Engineering*. 2017. V. 6 (74). Pp. 175–184.
10. *Shalennyi V.T., Papernykh R.B.* Povyshenie tekhnologichnosti proektnykh reshenii monolitnykh i sborno-monolitnykh zdaniy i sooruzhenii [Improving manufacturability of design solutions for monolithic and precast monolithic buildings]. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2010. No. 2. Pp. 19–21. (rus)
11. *Shembakov V.A.* Sbornomonolitnoe karkasnoe domostroenie. Rukovodstvo k prinyatiyu resheniya [Prefabricated monolithic frame housing construction. Decision making guide]. Cheboksary: Cheboksarskaya tipografiya, 2005. 119 p. (rus)
12. *Koyankin A.A., Mitassov V.M.* Nekotorye rezul'taty naturnykh ispytaniy fragmenta karkasnogo zdaniya v sbornomonolitnom ispolnenii [Some results of full-scale tests of frame building in precast-monolithic design]. *Beton i zhelezobeton*. 2015. No. 5. Pp. 18–20. (rus)
13. *Semchenkov A.S., Khavkin A.K., Sokolov B.S.* Ispytanie naturnogo fragmenta karkasa «RADIUSS» s primeneniem kruglopustotnykh plit [Testing natural fragment of the RADIUSS framework using round hollow slabs]. *Beton i zhelezobeton*. 2008. No. 6. Pp. 2–5. (rus)
14. *Qian K., Li B.* Resilience of flat slab structures in different phases of progressive collapse. *ACI Structural Journal*. 2016. V. 113. Pp. 537–548.
15. *Koyankin A.A.* Oblegchennoe sbornomonolitnoe perekrytie [Lightweight prefabricated monolithic ceiling]. *Vestnik MGSU*. 2017. No. 6 (105). Pp. 636–641. (rus)
16. *Koyankin A.A., Mitassov V.M.* Ispytaniya sbornomonolitnogo perekrytiya na stroyashchemsya zhilom dome [Tests of precast-monolithic floors on a residential building under construction]. *Beton i zhelezobeton*. 2016. No. 3. Pp. 20–22 (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, Россия, Новосибирск-8, ул. Ленинградская, 113, MitassovV@mail.ru

*Петухова Инна Яковлевна*, канд. техн. наук, доцент, Сибирский федеральный университет, 660041, г. Красноярск, пр. Свободный, 79.

*Трофим Анатолийевич Цхай*, магистрант, Сибирский федеральный университет, 660041, г. Красноярск, пр. Свободный, 79, vadershow@gmail.com

#### Authors Details

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

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

*Inna Ya. Petuhova*, PhD, A/Professor, Siberian Federal University, 79, Svobodnyi Ave., 660041, Krasnoyarsk, Russia.

*Trofim A. Tshay*, Graduate Student, Siberian Federal University, 79, Svobodnyi Ave., 660041, Krasnoyarsk, Russia. vadershow@gmail.com