

Напряжённо-деформированное состояние сборно-монолитного изгибаемого элемента

А.А.Коянкин, СФУ, Красноярск

В.М.Митасов, НГАСУ (СИБСТРИН), Новосибирск

Н.Ю.Клиндух, СФУ, Красноярск

Несмотря на высокий уровень развития теории расчёта железобетонных конструкций в РФ, предлагаемые нормативными документами методики расчёта сборно-монолитных конструкций требуют соответствующих уточнений, связанных с конструктивными особенностями данных элементов. К таким особенностям относятся: разная величина предельных деформаций и напряжений бетонов; различные физические свойства сборного и монолитного бетонов; необходимость обеспечения совместного деформирования разновозрастных бетонов друг относительно друга и другое.

Рассмотрев конструктивные особенности формирования напряжённо-деформированного состояния сборно-монолитной конструкции авторами статьи предложена методика расчёта сборно-монолитного изгибаемого элемента, позволяющая оценить напряжённо-деформированное состояние и определить несущую способность сборно-монолитной конструкции. Предложенная методика основана на известном критерии исчерпания несущей способности, заложенном в том числе в нормативных документах РФ, – достижении предельных деформаций бетонов и/или арматуры.

Предложено описание стадий напряжённо-деформированного состояния сборно-монолитной конструкции, в которой одновременно включаются в процесс деформирования сборный и монолитный бетоны. При этом приведённая методика позволяет выполнить расчёт и оценить напряжённо-деформированное состояние (НДС) на всех стадиях НДС, причём как в случае неполного, так и полного прохождения нормальной трещиной сборной части элемента.

Выполнен сравнительный анализ результатов расчёта с данными, полученными в ходе экспериментальных исследований (как по деформациям, так и по несущей способности).

Обозначены факторы, влияющие на совместное деформирование разновозрастных бетонов, а также приведены конструктивные решения, позволяющие обеспечить совместную работу (исключить взаимное смещение) сборного и монолитного бетонов друг относительно друга.

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

Stress-Strain State of a Precast Monolithic Bent Element

A.A.Koyankin, SibFU, Krasnoyarsk

V.M.Mitasov, NSUACE (Sibstrin), Novosibirsk

N.Yu.Klinduh, SibFU, Krasnoyarsk

Despite the high level of development of the theory of calculation of reinforced concrete structures in the Russian Federation, the methods of calculation of prefabricated monolithic structures proposed by regulatory documents require appropriate clarifications related to the design features of these elements. Such features include different values of the ultimate deformations and stresses of concrete, different physical properties of precast and monolithic concrete, the need to ensure joint deformation of different-aged concrete relative to each other, and more.

Having considered the design features of the formation of the stress-strain state of a prefabricated monolithic structure, the authors of the article propose a method for calculating a prefabricated monolithic bent element, which allows to evaluate the stress-strain state and determine the bearing capacity of a prefabricated monolithic structure. The proposed methodology is based on the well-known criterion of exhaustion of load-bearing capacity, laid down, among other things, in the regulatory documents of the Russian Federation – the achievement of maximum deformations of concrete and/or reinforcement.

The description of the stages of the stress-strain state of a precast-monolithic structure, in which precast and monolithic concrete are simultaneously included in the deformation process, is proposed. At the same time, the given method allows to calculate and evaluate the stress-strain state (SSS) at all stages of SSS, and both in the case of incomplete and complete passage of the normal crack of the assembled part of the element.

A comparative analysis of the calculation results with the data obtained during experimental studies (both on deformations and the bearing capacity) is performed.

The factors affecting the joint deformation of mixed-growth concretes are indicated, and design solutions allowing joint work (to exclude mutual displacement) of precast and monolithic concretes relative to each other are given.

Keywords: precast-monolithic structures, stress-strain state, bending, ultimate deformations, deflection, theoretical research.

Высокий уровень развития нормативной базы в РФ, касающийся расчётов железобетонных конструкций, показан, например, в [1], где приведено количественное сопоставление требуемого армирования балки в зависимости от применяемых норм (российских и ряда зарубежных). Однако методика расчёта сборно-монолитных конструкций существенно усложняется из-за наличия разновозрастных бетонов, а, порой, и бетонов разной прочности и разного вида. В частности, СП 337.1325800.2017 «Конструкции железобетонные сборно-монолитные» при выполнении расчёта предлагает принимать предельные сопротивления материалов (арматура, сборный и монолитный бетоны). При этом обязательным становятся:

- обеспечение совместности деформирования бетонов (к примеру, за счёт устройства шпонок или поперечного армирования);
- одинаковые предельные напряжения и деформации бетонов по смежным граням, в противном случае нельзя

быть уверенным в одновременном достижении предельных усилий в разновозрастных бетонах, как предполагают расчётные формулы СП.

Проанализировав ряд работ [2–4], а также изучив нормативные документы, посвящённые проектированию конструкций из сборно-монолитного железобетона, авторы данной статьи пришли к выводу о необходимости разработки методики расчёта сборно-монолитных конструкций, основанной на предельных деформациях и учитывающей конструктивные особенности таких элементов. Практическая значимость заключается в предложении методики расчёта, позволяющей оценить напряжённо-деформированное состояние и определить несущую способность сборно-монолитной конструкции.

Нормативно-технические требования совершенно справедливо указывают на необходимость учёта начального напряжённо-деформированного состояния (НДС) сборной части при расчёте сборно-монолитных конструкций. Однако данным требованием можно пренебречь, если в процессе выполнения строительно-монтажных работ обеспечена соответствующая система временных монтажных элементов. В итоге НДС сборно-монолитной конструкции в процессе эксплуатации будет аналогично цельному элементу, но с той разницей, что вместо одного присутствуют два вида бетонов (рис. 1).

Классическая первая стадия НДС сборно-монолитного изгибаемого элемента характеризуется тем, что деформации ϵ_{bt}^* в бетоне растянутой зоны не достигают предельных значений, то есть выдержано соотношение $\epsilon_{bt} > \epsilon_{bt}^*$. Во время достижения предельного состояния стадии 1 (стадия 1а) растянутый бетон находится на грани разрыва, то есть $\epsilon_{bt} = \epsilon_{bt}^*$ (рис. 1а).

При этом возможно расположение нейтральной оси как в сборной части (в этом случае в сборном бетоне будут присутствовать деформации и сжатия, и растяжения, а монолитный бетон окажется полностью сжат), так и в монолитной (в этом случае сборный бетон будет растянут по всей высоте сечения, а в монолитном бетоне окажутся как деформации сжатия, так и растяжения).

После образования трещины и перехода конструкции в эксплуатационную стадию (стадия 2) происходит качественное изменение технического состояния поперечного сечения элемента, которое из сплошного «превращается» в сечение с трещиной. При этом возможно, как полное (рис. 1б), так и неполное (рис. 1в) прохождение трещиной сборной части. На конце трещины растянутый бетон находится в предельном состоянии, то есть $\epsilon_{bt} = \epsilon_{bt}^*$ или $\epsilon_b^M = \epsilon_b^{M*}$.

На стадиях 1 и 2 деформации растянутой арматуры, фибровых волокон сжатых сборного и монолитного бетонов не достигают предельных значений.

Стадия 2а, предшествующая разрушению сборно-монолитной конструкции, характеризуется достижением предельных относительных деформаций в фибровых волокнах сжатого монолитного бетона ($\epsilon_b^M = \epsilon_b^{M*}$) и/или в растянутой продольной арматуре ($\epsilon_s = \epsilon_s^*$). При этом не исключено достижение предельных деформаций сжатия в сборном бетоне,

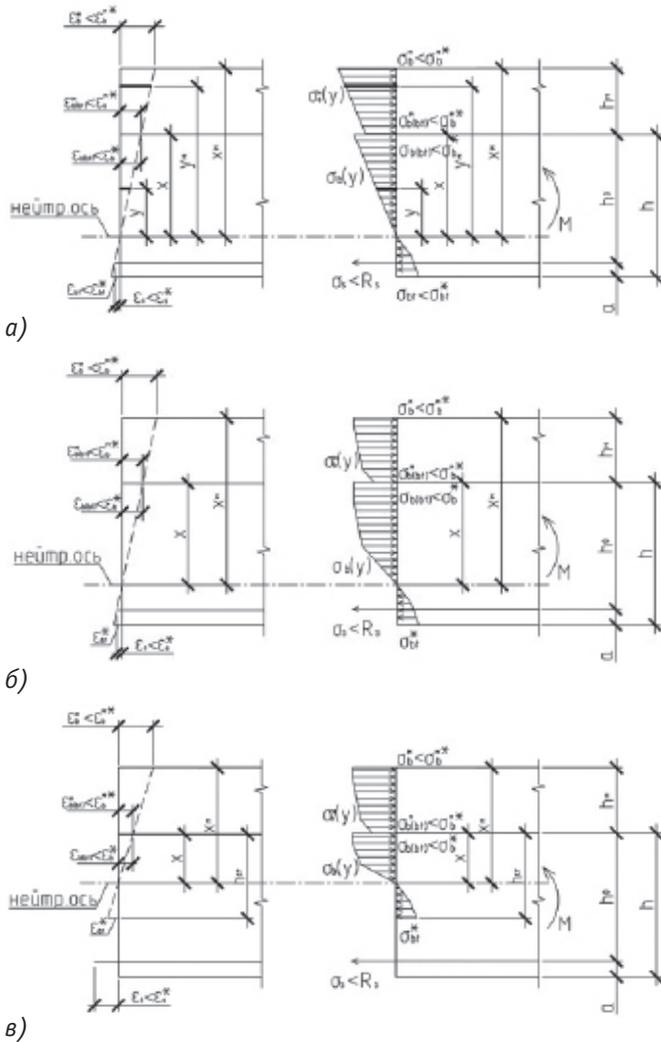


Рис. 1. Напряжённо-деформированное состояние (НДС) сборно-монолитного изгибаемого элемента: а) стадии 1 и 1а; б) стадия 2 и 2а (неполное прохождение трещиной сборной части); в) стадия 2 и 2а (полное прохождение трещиной сборной части)

что будет выражено соотношением $\varepsilon_b = \varepsilon_b^*$. Возможно также разрушение сборно-монолитного элемента по зоне контакта бетонов, однако в рамках статьи данный вид разрушения не рассматривается.

Наступление стадии 3 означает полное разрушение сечения элемента и невозможность его дальнейшей эксплуатации.

Основными предпосылками и допущениями, необходимыми для описания НДС сборно-монолитного изгибаемого элемента, примем следующие:

1) до момента образования трещин является справедливой гипотеза плоских сечений для всего поперечного сечения элемента;

2) монолитный и сборный бетоны деформируются совместно без взаимного смещения друг относительно друга;

3) с момента появления трещины гипотеза плоских сечений по-прежнему справедлива для всего поперечного сечения, однако для учёта возможного взаимного смещения арматуры относительно бетона вводится параметр ε_{qs} (может быть определён на основании работ А.Р. Ржаницына, Вл.И. Колчунова и др. авторов [7; 8]);

4) связь напряжений и деформаций бетона и арматуры принимается в соответствии с реальными диаграммами работы материалов;

5) в качестве критерия разрушения бетона принимается достижение фибровыми волокнами предельных относительных деформаций;

6) в качестве критерия исчерпания несущей способности продольной арматуры принимается достижение ею предельных деформаций.

НДС сборно-монолитного элемента на первой стадии описывается параметрами $\varepsilon_b^M, \varepsilon_{b(bt)}^M, \varepsilon_{bt}^M, \varepsilon_s, x$ и x_M (рис. 1 а), где:

$\varepsilon_b^M, \varepsilon_{bt}^M, \varepsilon_s$ – соответственно, относительные деформации верхней (сжатой) грани монолитного бетона, нижней (растянутой) грани сборного бетона и растянутой арматуры;

$\varepsilon_{b(bt)}^M, \varepsilon_{bt}^M$ – относительные деформации в нижней грани монолитного бетона и верхней грани сборного бетона (могут быть как сжатыми, так и растянутыми) соответственно;

x, x_M – высоты сжатых зон сборного и монолитного бетонов соответственно.

После нахождения величин относительных деформаций и на основании принятого закона деформирования $-\sigma_b(\varepsilon), \sigma_b^M(\varepsilon)$ и $\sigma_s(\varepsilon)$ – определяются напряжения.

Для нахождения выше обозначенных семи неизвестных требуется система из семи уравнений, получаемых из

– кинематических соотношений, определённых исходя из гипотезы плоских сечений $\frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} = \frac{\varepsilon_{bt}^M}{h-x}, \frac{\varepsilon_{b(bt)}^M}{-x_M} = \frac{\varepsilon_s}{h_0-x}$ и $\frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} = \frac{\varepsilon_{b(bt)}^M}{-x}$,

– соотношений, определённых исходя из гипотезы о совместности деформирования сборной и монолитной частей

$\varepsilon_{b(bt)}^M = \varepsilon_{b(bt)}$;

– геометрических соотношений $x_M = x + h_n$;

– приближённого уравнения статического равновесия суммы продольных сил, проецируемых на горизонтальную ось $N_b +$

$N_b^M + N_s = 0$, которое после несложных вычислений (см. рис. 1) 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 $-b \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \int_{\varepsilon_{b(bt)}}^{\varepsilon_{bt}} \sigma_b(\varepsilon) d\varepsilon - b \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{b(bt)}^M} \sigma_b^M(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} = 0$;

– приближённого уравнения статического равновесия 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

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

В итоге получена система (1) из семи уравнений:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} = \frac{\varepsilon_{bt}}{h-x} \\ \frac{\varepsilon_{b(bt)}^M}{-x_M} = \frac{\varepsilon_s}{h_0-x} \\ \frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} = \frac{\varepsilon_{b(bt)}}{-x} \\ \varepsilon_{b(bt)}^M = \varepsilon_{b(bt)} \\ x_M = x + h_n \\ -b \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \int_{\varepsilon_{b(bt)}}^{\varepsilon_{bt}} \sigma_b(\varepsilon) d\varepsilon - b \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{b(bt)}^M} \sigma_b^M(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} = 0 \\ b \left(\frac{x}{\varepsilon_{b(bt)}} \right)^2 \int_{\varepsilon_{b(bt)}}^{\varepsilon_{bt}} \sigma_b(\varepsilon) d\varepsilon + b \left(\frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \right)^2 \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{b(bt)}^M} \sigma_b^M(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} (h_{mi} + h_{oi} - x_M) = M \end{array} \right. \quad (1)$$

включающая семь неизвестных $\varepsilon_b^M, \varepsilon_{b(bt)}^M, \varepsilon_{b(bt)}, \varepsilon_{bt}, \varepsilon_s, x$ и x_M , позволяющих описать НДС сборно-монолитного изгибаемого элемента на первой стадии с учётом реальных диаграмм деформирования материалов.

Отметим, что данные соотношения будут актуальны как для расположения нейтральной оси в сборном бетоне, так и для случая расположения нейтральной оси в монолитной части [в этом случае значение высоты сжатой зоны сборной части x будет отрицательным в ходе решения системы (1)].

В предельном состоянии стадии 1 (стадия 1 а), когда деформации фибрового волокна растянутой зоны достигли предельных значений ($\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{bt}^*$) в системе (1) вместо неизвестной ε_{bt} запишется известная величина предельных относительных деформаций бетона на растяжение ε_{bt}^* , а вместо M запишем $M_{сгс}$ – момент трещинообразования сборно-монолитного элемента. Выполнив соответствующие замены в системе уравнений (1), получим аналогичную систему, включающую семь неизвестных $\varepsilon_b^M, \varepsilon_{b(bt)}^M, \varepsilon_{b(bt)}, \varepsilon_{bt}, \varepsilon_s, x, x_M$ и $M_{сгс}$, нахождение которых позволяет описать НДС сборно-монолитной конструкции в момент достижения предельных деформаций растяжения в сборном бетоне и определить момент трещинообразования.

После образования трещины и перехода конструкции в стадию 2 для описания НДС сборно-монолитного изгибаемого элемента (рис. 1 б) потребуется нахождение следующих параметров: $\varepsilon_b^M, \varepsilon_{b(bt)}^M, \varepsilon_{b(bt)}, \varepsilon_{bt}, \varepsilon_s, x, x_M$ и $h_{сгс}$, где $h_{сгс}$ – высота

неразрушенной части h_{cr} поперечного сечения сборной части. При этом относительные деформации растянутого бетона над трещиной приняты находящимися в предельном состоянии, то есть $\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{bt}^*$.

В итоге в системе уравнений (1) необходимо произвести замену h на h_{cr} . Кроме того, приняв предпосылку о применимости гипотезы плоских сечений только для целой части и введя для части сечения с трещиной величину ε_{qs} , учитывающую средние относительные взаимные смещения на поверхности сцепления бетона и арматуры, в дальнейшем вместо ε_s будем придерживаться записи $\varepsilon_s + \varepsilon_{qs}$ (в случае принятия гипотезы плоских сечений для всего сечения $\varepsilon_{qs} = 0$).

Таким образом, на стадии 2 система уравнений с 7-ю неизвестными $\varepsilon_b^M, \varepsilon_{b(bt)}^M, \varepsilon_{b(bt)}, \varepsilon_{bt}, \varepsilon_s, x, x_M$ и h_{cr} примет вид:

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} &= \frac{\varepsilon_{bt}^*}{h_{cr} - x} \\ \frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} &= \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_{qs}}{h_0 - x} \\ \frac{\varepsilon_{b(bt)}^M}{-x_M} &= \frac{\varepsilon_{b(bt)}}{-x} \\ \varepsilon_{b(bt)}^M &= \varepsilon_{b(bt)} \\ x_M &= x + h_M \end{aligned} \right. \quad (2)$$

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

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

Система уравнений (2) применима для неполного прохождения трещиной сборной части и возможного расположения нейтральной оси как в сборном, так и в монолитном бетонах (значение x будет отрицательным). Разница между высотой сборного сечения h и высотой неразрушенной части h_{cr} определяет высоту развития нормальной трещины в сборной части.

Если в ходе решения значение высоты неразрушенной части окажется меньше или равно нулю, то есть $h_{cr} \leq 0$, то это означает полное прохождение трещиной сборной части, а, следовательно, необходимо выполнять расчёт системы уравнений без учёта составляющих получаемых от сборного бетона.

В итоге система уравнений преобразуется к виду:

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} &= \frac{\varepsilon_{bt}^*}{h_{cr}^M - x_M} \\ \frac{\varepsilon_b^M}{-x_M} &= \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_{qs}}{h_M + h_0 - x_M} \\ -b \frac{x_M}{\varepsilon_b^M} \int_{\varepsilon_b^M}^{\varepsilon_{bt}^*} \sigma_b^M(\varepsilon) d\varepsilon + \sum_i \sigma_{si} A_{si} &= 0 \end{aligned} \right. \quad (3)$$

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

где неизвестными будут являться $\varepsilon_b^M, \varepsilon_s, x_M$ и h_{cr}^M (h_{cr}^M – высота неразрушенной части поперечного сечения монолитного бетона). Высота развития трещины в этом случае будет определяться разницей между высотой полного сечения $h + h_M$ и высотой неразрушенной части h_{cr}^M монолитного бетона.

Как ранее было принято, достижение предела несущей способности сборно-монолитного элемента (стадия 2 а и последующий «переход» в стадию 3) происходит в момент достижения фибровыми волокнами сжатой зоны монолитного бетона предельных значений деформаций, то есть $\varepsilon_b^M = \varepsilon_b^{M*}$ (хрупкий характер разрушения) и/или в момент достижения предельных деформаций в растянутой арматуре, то есть $\varepsilon_s = \varepsilon_s^*$ (пластический характер разрушения).

В случае хрупкого разрушения неизвестными параметрами являются $\varepsilon_{b(bt)}^M, \varepsilon_{b(bt)}, \varepsilon_s, x, x_M, h_{cr}$ и M_u (предельная величина изгибающего момента), при этом $\varepsilon_b^M = \varepsilon_b^{M*}$, а в случае если разрушение носит пластический характер, то неизвестными будут $\varepsilon_b^M, \varepsilon_{b(bt)}, \varepsilon_{b(bt)}, \varepsilon_s, x, x_M, h_{cr}$ и M_u , при $\varepsilon_s = \varepsilon_s^*$. Исходя из данных соотношений потребуется и замена в системе (2).

В случае полного пересечения трещиной сборного бетона, он исключается из процесса восприятия усилия, а неизвестными будут $\varepsilon_s, x_M, h_{cr}^M$ и M_u при $\varepsilon_b^M = \varepsilon_b^{M*}$ (для хрупкого характера разрушения) или $\varepsilon_b^M, x_M, h_{cr}^M$ и M_u при $\varepsilon_s = \varepsilon_s^*$ (для пластического случая) с соответствующем преобразованием уравнений системы (3).

Сопоставление результатов расчёта величин относительных деформаций продольной арматуры и монолитного бетона с данными, полученными в ходе экспериментов (рис. 2), выполненных авторами ранее и представленных в работе [5], имеет удовлетворительную сходимость.

В качестве исходных данных для выполнения расчёта приняты следующие параметры, определённые для экспериментальных балок серии Бб [5]:

- шарнирно-опёртые сборно-монолитные балки пролётом 1,5 м, включающие сборную часть (тяжёлый бетон кл. В25 сечением 80×80 (h) мм, продольная арматура – 1Ø10A240) и монолитную часть (керамзитобетон кл. В12,5 высотой 100 мм (рис. 2 а). Нагружение осуществлялось пошагово двумя сосредоточенными силами. Деформации в бетоне и арматуре фиксировались тензометрическими датчиками базой 10 мм (Т10) и 50 мм (Т50), соответственно;

- зависимость для сборного – $\sigma_b(\varepsilon)$, и монолитного – $\sigma_b^M(\varepsilon)$, бетонов принята в виде квадратной параболы (аналогично предложениям проф. Я.В. Столярова и Р. Залигера [12]) $\sigma_b(\varepsilon) = 6180000\varepsilon^2 + 24000\varepsilon$ и $\sigma_b^M(\varepsilon) = 3630000\varepsilon^2 + 13200\varepsilon$. Критерием принятия диаграммы являлось постоянство удельной энергии деформирования [6; 13] и приравнивание энергий деформирования аппроксимирующей параболической функции и кусочно-линейной функции, представленной в СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции» для соответствующих бетонов. При этом предельная деформация на сжатие для бетонов и начальные модули упругости приняты согласно СП 63.13330.2018: $\varepsilon_{bu} = -0,0035, E_b = 24000$ МПа и $E_b^M = 13200$ МПа;

– зависимость для продольной арматуры принята по линейному закону $\sigma_s(\varepsilon) = 2 \cdot 10^5 \varepsilon$.

Кроме деформаций, получены практически одинаковые значения предельного момента, определяющего несущую способность элемента (3,37 кН·м – при эксперименте, и 3,30 кН·м – при расчёте), а также момента, определяющего образование первой трещины (1,40 кН·м – при проведении эксперимента, и 1,26 кН·м – в процессе выполнения расчёта). Однако отметим, что на начальных этапах загрузки фиксируется (рис. 2 б) существенное расхождение в деформациях арматуры между данными расчёта и эксперимента до образования трещины. Это объясняется отсутствием части растянутого бетона и оголением арматуры на экспериментальных образцах (с целью возможности установки тензометрического датчика на

арматуру), что привело к более полному вовлечению в процесс деформирования продольной арматуры на начальных этапах. После появления трещины и исключения из процесса деформирования растянутого бетона в расчёте виден скачок величины относительных деформаций в продольной арматуре, что объясняется резкой передачей напряжений в процессе образования трещины с растянутого бетона на продольную арматуру, которая выступает в виде «тормозного элемента», сдерживающего раскрытие трещины. Данный эффект ранее был отмечен профессором В.М. Митасовым в работе [6].

Обозначенные выше вычисления возможны в случае обеспечения совместного деформирования сборного и монолитного бетонов. В работе профессора А.А. Гвоздева [9] на основе экспериментальных исследований отечественных и зарубежных учёных достаточно наглядно показано, что на качество контактного шва сопряжения разновозрастных бетонов влияет большое число факторов, таких как характер действия внешних сил, классы бетонов, условия ухода, качество обработки поверхности, время перерыва бетонирования и другое. Многообразие факторов, в свою очередь, неизбежно приведёт к сложности прогнозирования точности результата.

Последующие изучения данного вопроса [3; 10; 11] позволили наглядно показать, что необходимая прочность контактного шва будет обеспечена при устройстве шероховатой и хорошо очищенной шероховатой поверхности сборного бетона, устройстве шпонок и поперечной арматуры.

На основании вышеизложенного можно сделать следующие выводы:

1. Разность предельных деформаций сборного и монолитного бетонов, отличие их физических свойств и необходимость обеспечения совместного деформирования разновозрастных бетонов определяют, отличая сборно-монолитных конструкций от железобетонных конструкций цельного сечения. Данные факты необходимо учитывать в процессе выполнения расчёта;
2. Предложенная авторами статьи методика расчёта учитывает обозначенные выше конструктивные особенности сборно-монолитных изгибаемых элементов, позволяет оценить напряжённо-деформированное состояние и несущую способность сборно-монолитной конструкции, обеспечивая удовлетворительную сходимость с результатами экспериментальных исследований.

Литература

1. Колмогоров, А.Г. Расчёт железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам / А.Г. Колмогоров, В.С. Плевков. – Томск : Печатная мануфактура, 2009. – 496 с.
2. Koyankin, A.A. Stress-strain state of precast and cast-in place buildings / Koyankin A.A., Mitasov V.M. // Magazine of Civil Engineering, 2017. – № 6 (74). – P. 175–184.
3. Результаты экспериментальных исследований несущей способности, трещиностойкости и деформативности сборно-

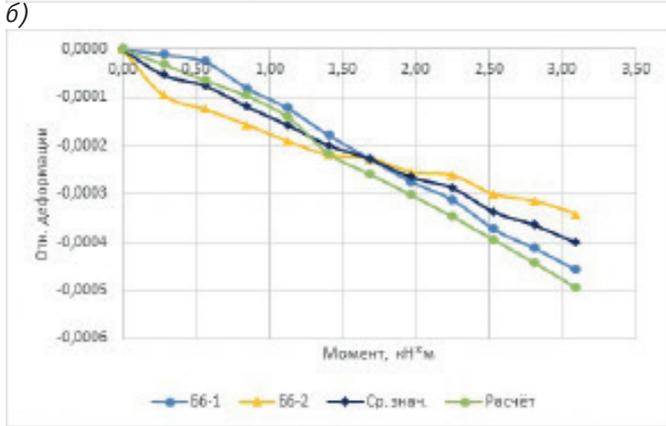
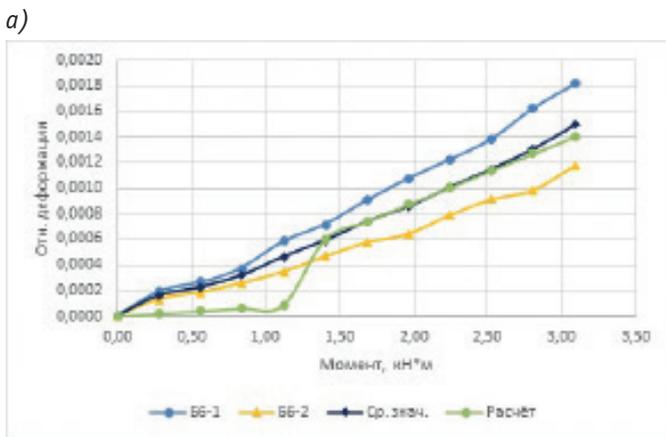
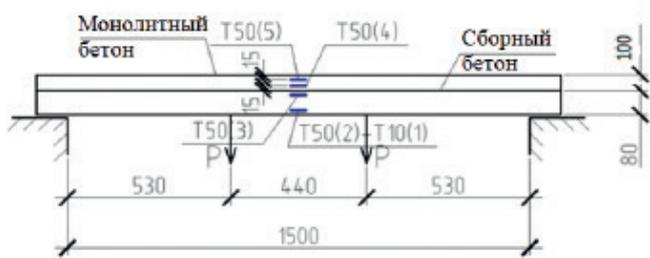


Рис. 2. Сопоставление относительных деформаций сборно-монолитного изгибаемого элемента, полученных при экспериментальных и теоретических исследованиях: б) продольная арматура; в) монолитный бетон

монолитных и монолитных перекрытий / Г.А. Смоляго, А.А. Крючков, А.В. Дронова, С.В. Дрокин // Известия Юго-западного государственного университета. – 2011. – № 5 (38)-2. – С. 105–109.

4. Поветкин, М.С. Напряжённо-деформированное состояние усиленных под нагрузкой железобетонных изгибаемых преднапряжённых элементов : дис. ... канд. техн. наук / М.С. Поветкин. – Курск, 2009. – 213 с.

5. Koyankin, A.A. Stress-strain state of the precast monolithic bent element / A.A. Koyankin, V.M. Mitasov // Magazine of Civil Engineering. – 2020. – №. 97 (5). – P. 175–184.

6. Митасов, В.М. Основные положения теории сопротивления железобетона : монография / В.М. Митасов; Новосиб. гос. архитектур.-строит. ун-т (Сибстрин). – Новосибирск : НГАСУ (Сибстрин), 2010. – 158 с.

7. Ржаницын, А.Р. Составные стержни и пластины / А.Р. Ржаницын. – М. : Стройиздат, 1986. – 316 с.

8. Колчунов, Вл.И. Об использовании гипотезы плоских сечений в железобетоне / Вл.И. Колчунов, И.А. Яковенко // Строительство и реконструкция. – 2011. – № 6 (38). – С. 16–22.

9. Гвоздев, А.А. Изучение сцепления нового бетона со старым / А.А. Гвоздев, А.П. Васильев, С.А. Дмитриев. – М. : Глав. ред. строит. лит-ры, 1936. – 54 с.

10. Koyankin, A.A. Compatibility of precast heavy and monolithic lightweight concretes deforming / A.A. Koyankin, V.M. Mitasov, T.A. Tskhay // Magazine of Civil Engineering. – 2018. – № 8 (84). – P. 162–172.

11. Кузьмичёв, А.Е. Исследование прочности шва сопряжения в сборно-монолитных изгибаемых конструкциях с обычным и предварительно напряжёнными сборными элементами / А.Е. Кузьмичёв // Действительная работа несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений. – М. : Стройиздат, 1972. – С. 154–162.

12. Бондаренко В.М. Расчётные модели силового сопротивления железобетона / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – М. : АСВ, 2004. – 472 с.

13. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко. – Издательство Харьковского университета, 1968. – 323 с.

References

1. Kolmogorov A.G., Plevkov V.S. Raschet zhelezobetonnykh konstruktsii po rossiiskim i zarubezhnym normam [Calculation of reinforced concrete structures according to Russian and foreign standards]. Tomsk, Pechatnaya manufaktura Publ., 2009, 496 p. (In Russ.)

2. Koyankin A.A. Mitasov V.M. Stress-strain state of precast and cast-in place buildings [Stress-strain state of precast and cast-in place buildings]. In: Magazine of Civil Engineering, 2017, no. 6 (74), pp. 175–184. (In Engl., abstr.in Russ.)

3. Smolyago G.A., Kryuchkov A.A., Dronova A.V., Drokin S.V. Rezul'taty eksperimental'nykh issledovaniy nesushchei sposobnosti, treshchinostoikosti i deformativnosti sborno-

monolitnykh i monolitnykh perekrytii [Results of experimental studies of bearing capacity, crack resistance and deformability of precast-monolithic and monolithic floors]. In: *Izvestiya Yugo-zapadnogo gosudarstvennogo universiteta* [News of the Southwest State University], 2011, no. 5 (38)-2, pp. 105–109. (In Russ., abstr.in. Engl.)

4. Povetkin M.S. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie usilennykh pod nagruzkoi zhelezobetonnykh izgibaemykh prednapryazhennykh elementov: dissertatsiya ... kand. tekhn. nauk [Stress-strain state of reinforced concrete bent prestressed elements reinforced under load: dissertation ... candidate of technical sciences]. Kursk, 2009, 187 p. (In Russ.)

5. Koyankin A.A., Mitasov V.M. Stress-strain state of the precast monolithic bent element. In: Magazine of Civil Engineering, 2020, no. 97 (5), pp. 175–184. (In Engl., abstr.in Russ.)

6. Mitasov V.M. Osnovnye polozheniya teorii soprotivleniya zhelezobetona: monografiya [The main provisions of the theory of resistance of zhelezobetona: monograph]. Novosibirsk, NGASU (Sibstrin) Publ., 2010, 158 p. (In Russ.)

7. Rzhantsyn A.R. Sostavnye sterzhni i plastiny [Composite rods and plates]. Moscow, Stroiizdat Publ., 1986, 316 p. (In Russ.)

8. Kolchunov V.I., Yakovenko I.A. Ob ispol'zovanii gipotezy ploskikh sechenii v zhelezobetone [On the use of the hypothesis of flat sections in reinforced concrete]. In: *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya* [Construction and reconstruction], 2011, no. 6 (38), pp. 16–22. (In Russ., abstr.in. Engl.)

9. Gvozdev A.A., Vasil'ev A.P., Dmitriev S.A. Izuchenie stsepleniya novogo betona so starym [Studying the adhesion of the new concrete with the old]. Moscow, Main edition of construction literature, 1936, 54 p. (In Russ.)

10. Koyankin A.A., Mitasov V.M., Tskhay T.A. Compatibility of precast heavy and monolithic lightweight concretes deforming. In: Magazine of Civil Engineering, 2018, no. 8 (84), pp. 162–172. (In Engl., abstr.in Russ.)

11. Kuz'michev A.E. Issledovanie prochnosti shva sopryazheniya v sborno-monolitnykh izgibaemykh konstruktsiyakh s obychnym i predvaritel'no napryazhennymi sbornymi elementami [Investigation of the strength of the mating seam in precast-monolithic bent structures with conventional and prestressed prefabricated elements]. In: *Deistvitel'naya rabota nesushchikh zhelezobetonnykh konstruktsii proizvodstvennykh zdaniy i sooruzhenii* [Actual work of load-bearing reinforced concrete structures of industrial buildings and structures]. Moscow, Stroiizdat Publ., 1972, pp. 154–162. (In Russ.)

12. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Raschyotnye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona [Computational models of the force resistance of reinforced concrete]. Moscow, ASV Publ., 2004, 472 p. (In Russ.)

13. Bondarenko V.M. Nekotorye voprosy nelinejnoj teorii zhelezobetona [Some questions of the nonlinear theory of reinforced concrete]. Kharkov, Kharkov University Publishing House, 1968, 323 p. (In Russ.)

Коянкин Александр Александрович (Красноярск). Кандидат технических наук. Доцент кафедры строительных конструкций и управляемых систем ФГАОУ ВО «Сибирский федеральный университет» (660041, Красноярский край, г. Красноярск, пр. Свободный, 79. СФУ). Эл. почта: KoyankinAA@mail.ru.

Митасов Валерий Михайлович (Новосибирск). Доктор технических наук. Профессор кафедры железобетонных конструкций ФГБОУ ВО «НГАСУ (СИБСТРИН)», [630008, Новосибирск-8, ул. Ленинградская, 113. НГАСУ (СИБСТРИН)]. Эл. почта: MitassovV@mail.ru.

Клиндух Надежда Юрьевна (Красноярск). Кандидат технических наук. Доцент кафедры строительных материалов и технологии ФГАОУ ВО «Сибирский федеральный университет» (660041, Красноярский край, г. Красноярск, пр. Свободный, 79. СФУ). Эл. почта: NKlindukh@sfu-kras.ru.

Koyankin Alexander A. (Krasnoyarsk). Candidate of Technical Sciences. Associate Professor of the Department of Building Structures and Controlled Systems at Siberian Federal University (79 Svobodny pr., Krasnoyarsk, 660041. SibFU). E-mail: KoyankinAA@mail.ru.

Mitassov Valery M. (Novosibirsk). Doctor of Technical Sciences. Professor at the Department of Reinforced Concrete Structures of the Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (Sibstrin) (113 Leningradskaya Street, Novosibirsk, 630008. NSUACE). E-mail: MitassovV@mail.ru.

Klindukh Nadezhda Y. (Krasnoyarsk). Candidate of Technical Sciences. Associate Professor of the Department of Building Materials and Technology at Siberian Federal University (79 Svobodny pr., Krasnoyarsk, 660041. SibFU). E-mail: NKlindukh@sfu-kras.ru.