

Оценка несущей способности сталебетонных балок на основе гнутых профилей

Фарит Сахапович Замалиев¹, Ашот Георгиевич Тамразян²

¹ Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ); г. Казань, Россия;

² Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

АННОТАЦИЯ

Введение. В гражданских зданиях в последнее время намечается распространение сталежелезобетонных (сталебетонных) конструкций. В сталежелезобетонных перекрытиях сегодня чаще всего применяют прокатные профили. Использование гнутых профилей в сталежелезобетонных изгибаемых конструкциях пока не нашло широкого распространения. Поэтому исследование напряженно-деформированного состояния (НДС) сталежелезобетонных балок является актуальной задачей. Приведены новая методика и расчетные формулы оценки несущей способности изгибаемых сталебетонных элементов. Описаны компьютерные модели составной балки, состоящей из гнутых профилей, замоноличенных бетоном. На основе результатов численных исследований изготовлены и испытаны модели балок. Выявлено НДС экспериментальной составной балки. Анализ НДС опытных балок, их поведение под нагрузкой позволили разработать новую методику оценки несущей способности балок. Сопоставлены данные натурного эксперимента и численных исследований по компьютерным моделям, а также по аналитическим формулам. Проведены численные и графические сравнения итогов натуральных испытаний с численными исследованиями и по аналитическим формулам.

Материалы и методы. Компьютерное моделирование выполнено с помощью пакета программы ANSYS. Аналитические формулы для оценки прочности изгибаемого элемента записаны на основе предельных относительных деформаций сжатия бетона. Для натуральных экспериментов изготовлены составные сталебетонные балки на основе гнутых швеллеров.

Результаты. Определено НДС балок по полученным зависимостям и в результате натуральных испытаний, а также на основе компьютерного моделирования. Результаты числовых значений по предложенным аналитическим формулам сопоставлены с данными натуральных экспериментов.

Выводы. Предложены аналитические зависимости оценки прочности сталебетонных изгибаемых элементов, изучены особенности работы сталебетонных балок по численному моделированию и аналитическим зависимостям, натурным экспериментам. Аналитические зависимости, записанные на основе предельных относительных деформаций сжатия бетона, дают лучшие результаты, чем известный метод расчета, базирующийся на методе предельных усилий.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: сталебетонная балка, гнутые профили, методы оценки прочности, компьютерное моделирование, натурные эксперименты, напряжения, прогибы

ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ: Замалиев Ф.С., Тамразян А.Г. Оценка несущей способности сталебетонных балок на основе гнутых профилей // Вестник МГСУ. 2023. Т. 18. Вып. 8. С. 1220–1229. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.8.1220-1229

Автор, ответственный за переписку: Фарит Сахапович Замалиев, zamaliev49@mail.ru.

To the evaluation of the carrying capacity of steel concrete beams on the basis of bent profiles

Farit S. Zamaliev¹, Ashot G. Tamrazyan²

¹ Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE); Kazan, Russian Federation;

² Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); Moscow, Russian Federation

ABSTRACT

Introduction. Recently, more extensive use of steel-reinforced concrete (steel-concrete) structures is planned in civil buildings. In steel-reinforced concrete ceilings. The use of bent profiles in steel-reinforced concrete bent structures has not yet become widespread, probably due to the lack of simple methods. Therefore, the study of the stress-strain state of steel-reinforced concrete beams is a very urgent task. The article presents a new methodology and calculation formulas for assessing the bearing capacity of bent steel concrete elements reinforced with a cold-formed profile. Computer models of a composite beam consisting of bent profiles embedded in concrete are described, where options for the location of anchor ties are considered, which ensure the joint operation of both the profile with concrete and two bent channels into an I-beam. On the basis of the results of numerical studies, models of beams were made and tested. Analysis of the stress-

strain state of experimental beams, their behavior under the influence of increasing the degree of increase in the intensity of development of the abilities of beams based on the limiting relative deformations of the personality of concrete. The results of experimental studies are presented in the form of graphs, comparison of the results of a full-scale experiment and numerical studies using computer models, as well as using analytical formulas. In conclusion, comparisons of the results of full-scale tests with numerical studies and by analytical formulas are given.

Materials and methods. The ANSYS software package was used for computer simulation. Analytical formulas for assessing the strength of a bending element are written on the basis of the limiting relative compressive strains of concrete. For full-scale experiments, composite steel beams were made, consisting of bent channels with filling the side cavities with concrete, self-tapping screws were used as anchor connections.

Results. The stress-strain state of the beams was revealed according to the obtained dependences and as a result of full-scale tests, as well as on the basis of computer simulation. The results of numerical studies are used for the manufacture of full-scale samples. The results of numerical values according to the proposed analytical formulas are compared with the data of full-scale experiments.

Conclusions. Analytical dependences of the strength assessment of reinforced concrete bending elements by the method based on the limiting relative deformations of concrete compression are proposed, the features of the operation of reinforced concrete beams are studied by numerical modeling and by analytical dependences, full-scale experiments. It is shown that numerical studies give good convergence with experimental data. Analytical dependencies recorded on the basis of the ultimate relative compressive strains of concrete give better results than the well-known calculation method based on the limit force method.

KEYWORDS: reinforced concrete beam, bent profiles, strength assessment methods, computer simulation, full-scale experiments, stresses, deflections

FOR CITATION: Zamaliev F.S., Tamrazyan A.G. To the evaluation of the carrying capacity of steel concrete beams on the basis of bent profiles. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2023; 18(8):1220-1229. DOI: 10.22227/1997-0935.2023.8.1220-1229 (rus.).

Corresponding author: Farit S. Zamaliev zamaliev49@mail.ru.

ВВЕДЕНИЕ

В конце XIX в. (1886 г.) в России железобетон стал применяться для междуэтажных перекрытий по стальным балкам на базе экспериментальных данных [1], хотя к этому времени в общих чертах уже сложилась теория расчета железобетонных конструкций (ЖБК) по допускаемым напряжениям.

В 30-е годы XX столетия в европейских странах (Англия, Франция) появились монолитно связанные с металлической балкой железобетонные плиты, что можно считать началом развития сталежелезобетонных конструкций.

Обеспечение совместной работы бетонной плиты со стальной балкой стало главной задачей в сталежелезобетонных конструкциях [2, 3]. Первые конструкции как отдельных балок, так и ребристых сталежелезобетонных перекрытий были на основе прокатных стальных балок [4–7].

Удачное сочетание работы бетона преимущественно на сжатие, а стали на растяжение в сталежелезобетонных конструкциях приводит к экономии материалов, сокращению сроков изготовления и монтажа. В труде [8] приводится таблица, где показано, что сталежелезобетонные конструкции экономичнее (по приведенным затратам) на 25–30 % и на 45–50 % по сравнению со стальными конструкциями и ЖБК соответственно. Благодаря этим факторам сталежелезобетонные конструкции достаточно широко применяются в зданиях и сооружениях.

Исследования направлены на выявление напряженно-деформированного состояния (НДС) изгибаемых балок и плит. Для изучения НДС сталежелезобетонных конструкций используют как

аналитические, так и экспериментальные методы [9–11].

В последнее время в сталебетонных конструкциях наметилась тенденция применения гнутых профилей вместо прокатных. Гнутые профили успешно выполняют функции жесткого профиля как в изолированных сталебетонных балках, так и в перекрытиях, что подтверждают статьи в разных изданиях [12–14].

Одним из главных вопросов при проектировании является оценка несущей способности, расчет прочности будущих несущих конструкций из сталежелезобетона. Развитие методов оценки прочности сталежелезобетонных конструкций происходило по аналогии с ЖБК с жесткой арматурой [15–17], и сегодня для оценки НДС изгибаемого элемента берется треугольная или прямоугольная эпюра внутренних напряжений, составляется уравнение внутреннего момента и сравнивается с моментом от внешних нагрузок¹. Переход на деформационные методы с учетом сдвига контакта «сталь – бетон» и криволинейной эпюры напряжений дает лучший результат [18]. Жесткая арматура в виде прокатного профиля в железобетонном сечении, прокатный профиль (двутавр, швеллер) в сталежелезобетонном и в предельном состоянии изгибаемого элемента позволяют выработать шарнир пластичности [19–21]. Легкие гнутые профили уступают по несущей способности прокатным профилям, и расчеты прочности по зависимостям, предложенным для сталежелезобетонных сечений с жесткой арматурой, значительно разнятся. Исходя из сказанного, необходимо искать более приемлемые методы расчета. В данной статье предлагается метод оценки

¹ СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. М., 2017.

несущей способности, основанный на предельных относительных деформациях сжатого бетона.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Для численных исследований сталебетонных балок применены как аналитические методы, так и численные с помощью пакета программ ANSYS.

В качестве стальных гнутых С-образных стальных профилей в численных и экспериментальных исследованиях использовались стальные профили.

В сталебетонной балке (патент РФ № 183856) саморезы выполняют двойную функцию: служат объединительным элементом для двух С-образных гнутых профилей и элементом, обеспечивающим совместную работу профиля и бетона.

Исследователи с целью численных экспериментов применяют расчетные программы, основанные на методе конечных элементов. Использован ПК ANSYS, который позволяет смоделировать опытную балку с заданными параметрами и физико-механическими свойствами материалов.

Выполнили расчет с заданными выше свойствами и условиями, получили мозаику прогибов и изополя напряжений сталебетонной балки (рис. 1–3).

Для анализа работы предложенных конструктивных схем исследовано влияние изменения геометрических показателей (толщины профилей, количества рядов саморезов, размера шагов расположения саморезов, длины винта-самореза) на работу двух конструктивных моделей — с саморезами, расположенными под углом 45°, и саморезами, расположенными вертикально [13].

Численные исследования сталебетонных балок проведены с вариацией геометрических параметров гнутого профиля (толщиной 2, 3, 4 мм), длин саморезов, скрепляющих гнутые швеллеры (30, 40, 50 мм), и их разности (1, 2 ряда), шага (100, 125, 150, 175, 200 мм; 150, 200, 300 мм; 200, 300, (400) мм). Вари-

рование включает 8 наиболее значимых факторов влияния. Всего рассмотрено 16 сталебетонных балок, для которых в ПК ANSYS получены результаты по оценке прочности и жесткости, основными из которых являются [13]:

- расположение саморезов под углом 45° уменьшает деформативность (прогибы на 1,43/1,38 = 3,6 %) по сравнению с вертикальным расположением;
- уменьшение шага саморезов и увеличение их количества приводит к увеличению несущей способности.

На основе численных исследований изготовлены опытные образцы балок, гнутые профили из стали С245, класс бетона В25.

В качестве испытательной схемы образцов принята балка с приложением двух сосредоточенных сил в средней части пролета на расстоянии 400 мм друг от друга. Пролет испытываемых балок — 1900 мм. Внешнюю нагрузку приложили посредством гидравлического пресса, от которого через металлическую траверсу в двух точках передавалась нагрузка через подвижный и неподвижный катки [13].

Цель испытаний — изучение НДС сталебетонных балок. В ходе экспериментов измерялись деформации материалов с помощью электротензодатчиков с базами 20 мм (сталь) и 50 мм (бетон), к которым через провода и коммутатор (магазин переключателей) подключился электронный измеритель деформаций АИД-4М. Деформации сдвига на контакте «сталь – бетон» и деформации осадки опор и прогибы измерялись с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм [13].

За предельное состояние принималось полное физическое разрушение образцов сталежелезобетонных балок, сопровождавшееся значительными пластическими деформациями изгибаемого элемента. Опытные образцы разрушались по нормальному сечению в зоне чистого изгиба (рис. 4) в результате

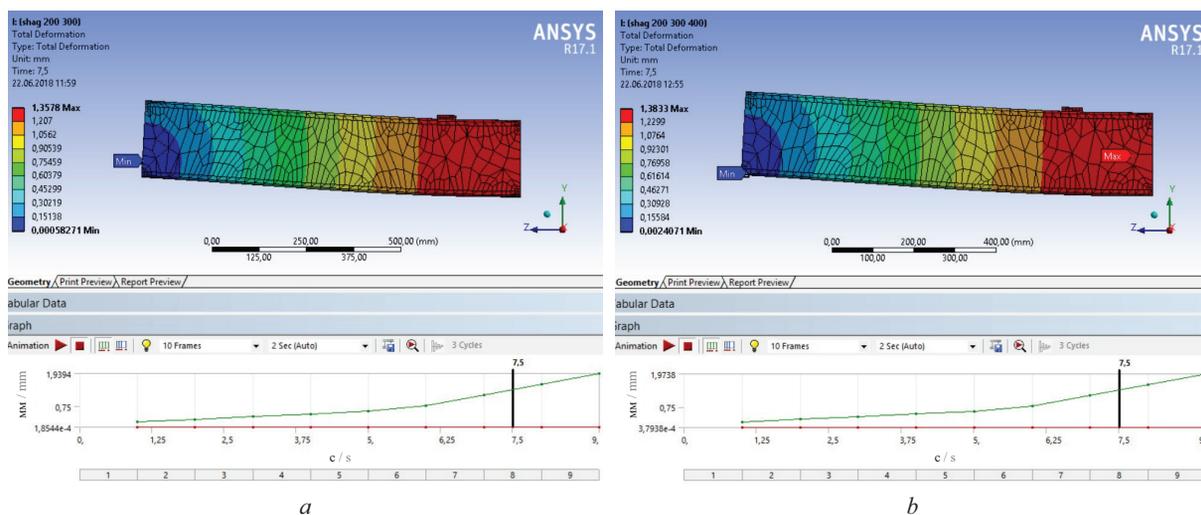


Рис. 1. Изополя прогибов 1-й (а) и 2-й (б) конструктивной схемы на половине балки
 Fig. 1. Deflection isofields of the 1st (a) and 2nd (b) structural scheme on half of the beam

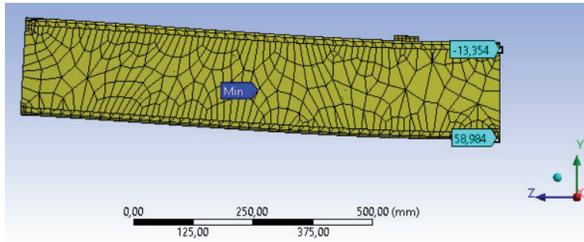


Рис. 2. Изополя напряжений бетона и стали сталебетонной балки 1-й конструктивной схемы

Fig. 2. Isofields of concrete and steel stresses of a reinforced concrete beam of the 1st structural scheme

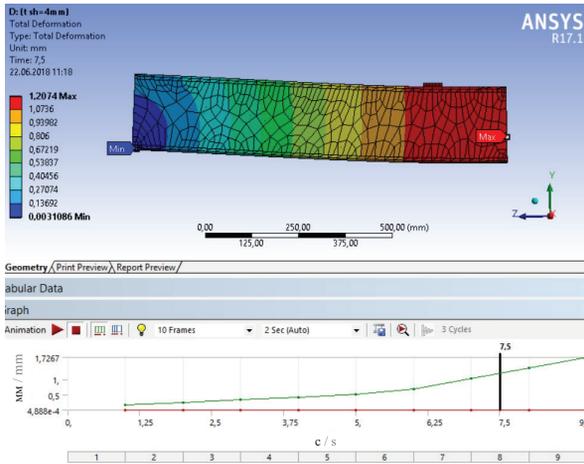


Рис. 3. Мозаика прогибов сталебетонной балки 1-й конструктивной схемы

Fig. 3. Mosaic of deflections of a reinforced concrete beam of the 1st structural scheme

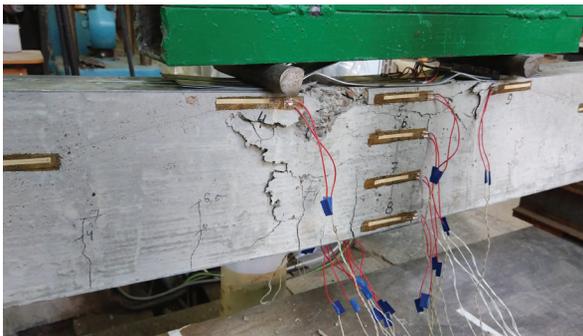


Рис. 4. Балка после испытаний

Fig. 4. Beam after testing

развития в средней части балки пластической деформации в бетоне и стали [13].

Разрушение в балках произошло от образования в середине пролета сначала нормальных трещин в бетоне в растянутой зоне сечения и разрушения бетонной сжатой части, потери устойчивости сжатой стальной полки в зоне максимальных моментов (рис. 5).

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Графики развития прогибов в экспериментальных балках с наклонным и вертикальным располо-

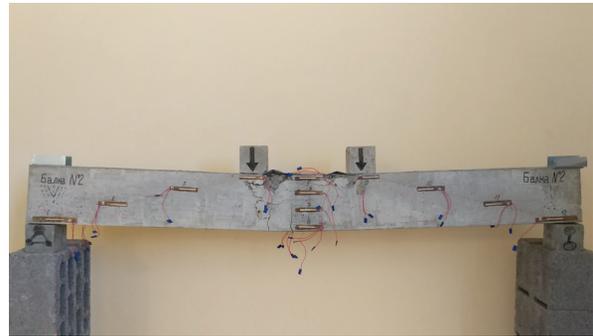


Рис. 5. Общий вид испытанной балки

Fig. 5. General view of the tested beam

жением саморезов приведены на рис. 6. Распределение напряжений в середине балки в сжатом бетоне и в растянутой полке стального профиля (тоже при наклонном и вертикальном расположении винтов-саморезов) показано на рис. 7.

Экспериментальные исследования показывают, что до нагрузки $0,75P_{раз}$ наблюдается прямолинейный характер развития прогибов. При нагрузках, больших чем $0,75P_{раз}$, эпюра прогибов принимает криволинейный вид, в дальнейшем наблюдается рост развития прогибов [13].

Сталебетонные балки могут быть как с забетонированием боковых полостей гнутых профилей, так и с размещением гнутых профилей внутри сечения, как принято в сталежелезобетонных сечениях с жестким профилем. Надо полагать, что размещение гнутого профиля в обетонированном замкнутом сечении приведет к работе верхних полков гнутого профиля без потери их устойчивости в отличие от балки, у которой забетонированы только открытые полости. Однако размещение анкеров в полках с обращением внутрь эту проблему может снять, что отмечалось в экспериментальных балках.

Рассмотрим расчет сталебетонной балки, армированной гнутыми профилями по методу предельных усилий, когда принимается в сечении элемент с прямоугольной эпюрой, для которой имеется информация по натурным испытаниям в источнике [13].

Положение границы сжатой зоны (граница сжатой зоны пересекает стенку двутавра) определяется по формуле (1) в соответствии с указаниями СП¹ для экспериментальной балки $x = 4,2$ см:

$$x = \frac{R_{pr} h t_{\omega}}{R_b b + R_{pr} t_{\omega}}; \quad (1)$$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\epsilon_{st,el}}{\epsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{1,189}{3,5}} = 0,5971, \quad (2)$$

где $\epsilon_{st,el} = R_y/E_{st} = 245/(2,06 \cdot 10^5) = 1,189 \cdot 10^{-3}$; $\epsilon_{b2} = 3,5 \cdot 10^{-3}$.

Для рассматриваемого случая $\xi = x/h_0 = 4,2/20 = 0,21 < \xi_R = 0,5971$.

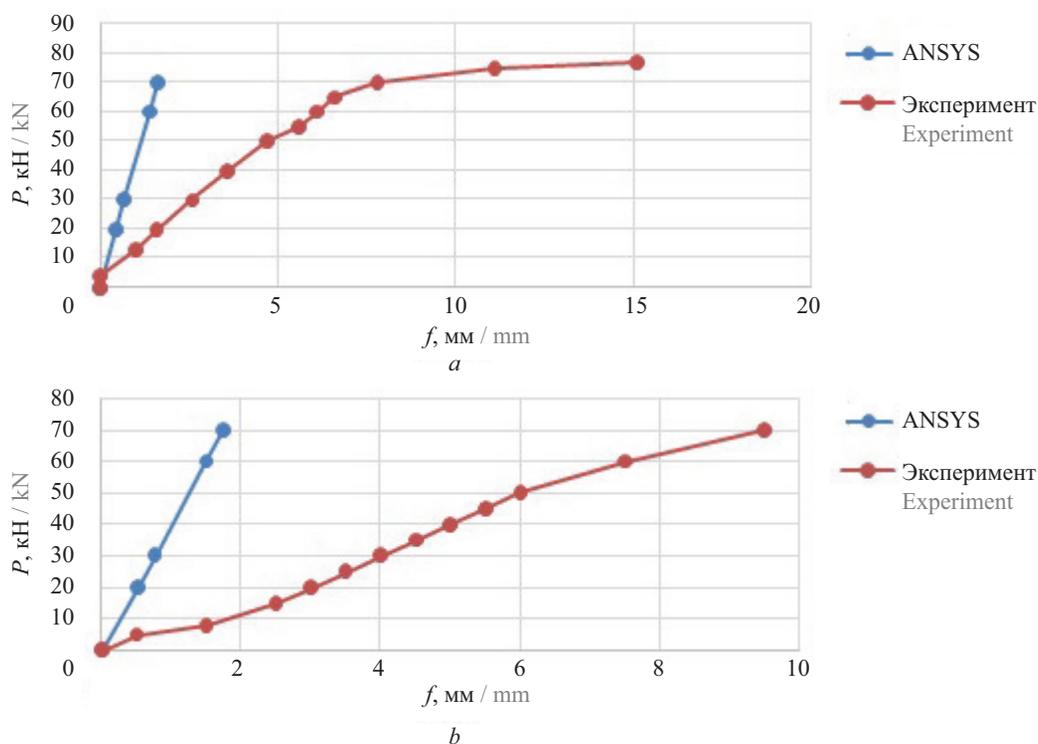


Рис. 6. Графики развития прогибов в экспериментальных балках и сравнения с данными ANSYS

Fig. 6. Graphs of the development of deflections in experimental beams and comparisons with ANSYS data

Согласно СП 266.1325800.2016, вычисленный при использовании метода предельных усилий расчетный изгибающий момент, который выдерживает сечение:

$$\begin{aligned}
 M &= R_b \frac{bx^2}{2} + R_{pr} \left[W_{int} + \left(\frac{h}{2} - x \right)^2 t_w \right] = \\
 &= 14,5 \frac{10 \cdot 4,2^2}{2} + \\
 &+ 2450 \left[75,17 + (10 - 4,2)^2 \cdot 0,4 \right] = \\
 &= 229\,703 \text{ кгсм} = 22,97 \text{ кНм}.
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

По данным натуральных экспериментов [21], расчетным изгибающим моментом может быть момент в интервале от 26,25 до 29,25 кНм, что больше 22,97 кНм в 1,14–1,27 раза. Таким образом, метод предельных усилий для проектирования сталебетонных балок с жесткой арматурой не дает желаемые результаты.

Рассмотрим методику проектирования сталебетонных балок с жесткой арматурой с применением линейного расчета, основанного на предельной относительной деформации сжатия бетона (рис. 8).

При решении задачи приняты следующие допущения:

- используется гипотеза плоских сечений Бернулли;
- сопротивление бетона растяжению равно нулю;
- двухлинейная диаграмма состояния сжатой зоны бетона;
- диаграмма Прандтля работы стали;

- относительная деформация начала текучести бетона в сжатой зоне $\epsilon_{b1} = R_b/E_b$;
- относительная деформация сжатия в верхней кромке балки не превышает предельную ϵ_{b2} ;
- сталь жесткой арматуры — малоуглеродистая с выраженной площадкой текучести;
- относительная деформация начала площадки текучести стали жесткой арматуры $\epsilon_{st} = 0,002 + R_y/E$.

Положение границы сжатой зоны определим, вычисляя внутренние усилия для каждой зоны.

Для сжатой зоны бетона:

$$\begin{aligned}
 \frac{x}{2\epsilon_{b2}} \epsilon_{b1} R_b 2b + \left(x - \frac{x}{\epsilon_{b2}} \epsilon_{b1} \right) R_b 2b &= \\
 = x \left(1 - \frac{1}{2\epsilon_{b2}} \epsilon_{b1} \right) R_b 2b.
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

Для сжатой зоны стального профиля:

$$\begin{aligned}
 \frac{x}{2\epsilon_{b2}} \epsilon_{st} R_y 2t + (2b_f + 2t) t R_y + \\
 + \left(x - \frac{x}{\epsilon_{b2}} \epsilon_{st} \right) 2t R_y &= \\
 = 2(b_f + t) t R_y + x \left(1 - \frac{1}{2\epsilon_{b2}} \epsilon_{st} \right) 2t R_y &= \\
 = 2t R_y \left[(b_f + t) + x \left(1 - \frac{1}{2\epsilon_{b2}} \epsilon_{st} \right) \right].
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

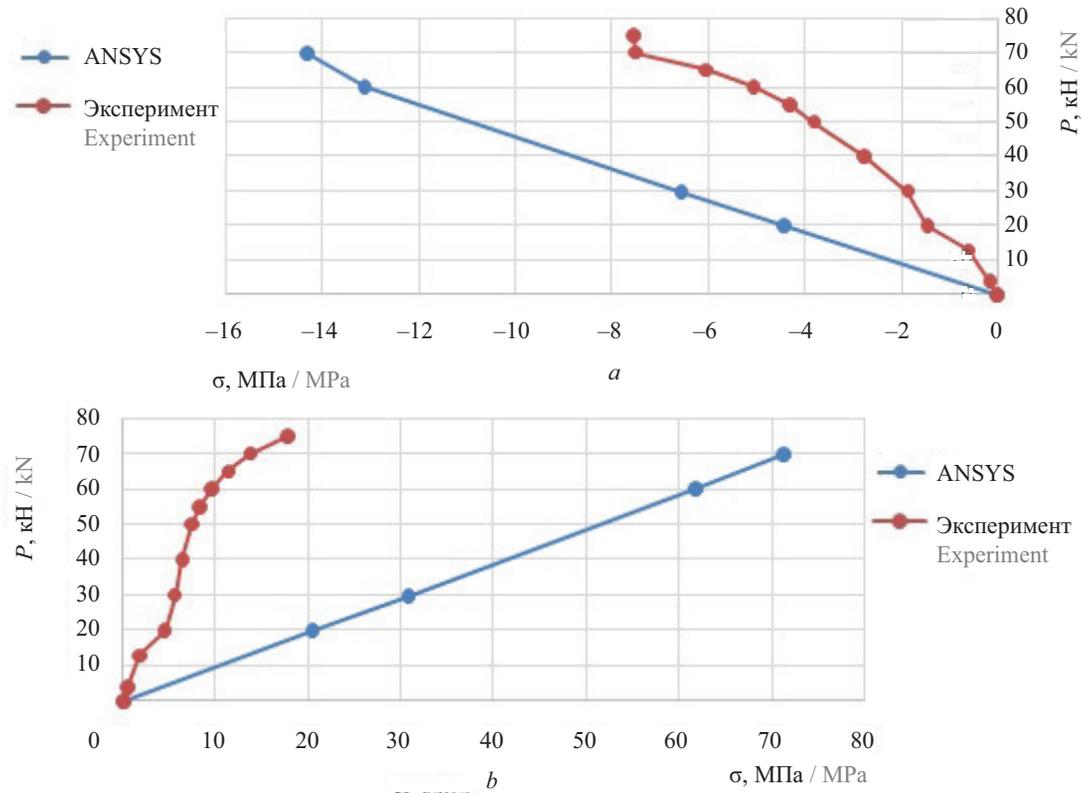


Рис. 7. Графики развития напряжений в экспериментальных балках и сравнения с данными ANSYS

Fig. 7. Graphs of development of events in experimental beams and comparison with ANSYS data

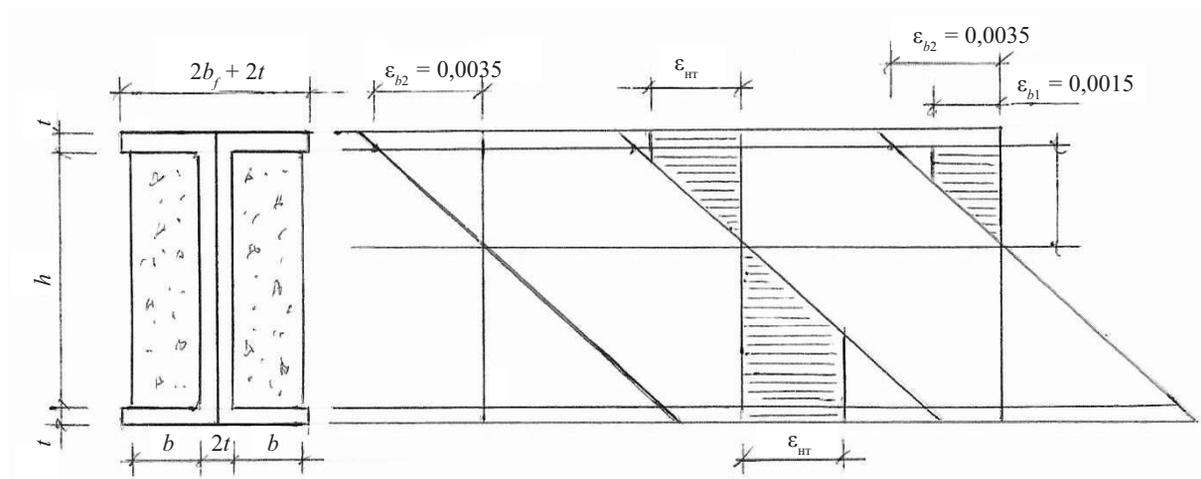


Рис. 8. Сечение балки и эпюры напряжений

Fig. 8. Calculated beam section and stress-strain state

Для растянутой зоны стального профиля:

$$\begin{aligned}
 & (2b_f + 2t)tR_y + \frac{x}{2\varepsilon_{b2}}\varepsilon_{нт}R_y 2t + \\
 & + \left(h - x - \frac{x}{\varepsilon_{b2}}\varepsilon_{нт} \right) \times R_y 2t = \quad (6) \\
 & = 2tR_y \left[(b_f + t) + \left(h - x - \frac{x}{2\varepsilon_{b2}} \right) \varepsilon_{нт} \right].
 \end{aligned}$$

Уравнение равновесия:

$$\begin{aligned}
 & x \left(1 - \frac{1}{2\varepsilon_{b2}}\varepsilon_{b1} \right) R_b 2b + \\
 & + 2tR_y \left[(b_f + t) + x \left(1 - \frac{1}{2\varepsilon_{b2}}\varepsilon_{нт} \right) \right] = \quad (7) \\
 & = 2tR_y \left[(b_f + t) + \left(h - x - \frac{x}{2\varepsilon_{b2}} \right) \varepsilon_{нт} \right];
 \end{aligned}$$

$$x \left(1 - \frac{1}{2\varepsilon_{b2}} \right) R_b 2b = 2tR_y [(h - 2x)]; \quad (8)$$

$$x \left(1 - \frac{1}{2\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{b1} \right) R_b 2b + 4tR_y x = 2tR_y h; \quad (9)$$

$$x = \frac{2tR_y h}{\left(1 - \frac{1}{2\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{b1} R_b 2b + 4tR_y \right)}. \quad (10)$$

При конкретных значениях из эксперимента [21] по формуле (10) получим:

$$x = \frac{2 \cdot 0,2 \cdot 2450 \cdot 19,6}{\left(1 - \frac{2}{2 \cdot 0,0035} 0,0015 \right) 1450 \cdot 2 \cdot 4,72 + 4 \cdot 0,2 \cdot 2450} = \frac{19\,208}{12\,714,86} = 1,511 \text{ см.}$$

Внутренний момент (относительно границы сжатой зоны).

Для стальной части:

$$M_s = 2 \left(\frac{x}{2\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{нт} 2 tR_y \frac{2}{3} \frac{x}{\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{нт} \right) + \left(x - \frac{x}{\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{нт} \right) 2tR_y \left[x - \frac{1}{2} \left(x - \frac{x}{\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{нт} \right) \right] + \left(h - x - \frac{x}{\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{нт} \right) 2tR_y \left[\frac{x}{\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{нт} + \frac{\left(h - x - \frac{x}{\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{нт} \right)}{2} \right] + (2b_f + 2t)tR_y \left(x + \frac{t}{2} \right) + (2b_f + 2t)tR_y \left(h - x + \frac{t}{2} \right); \quad (11)$$

$$M_s = tR_y x^2 \left[1 + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{нт} \right)^2 \right] + 2(b_f + t)tR_y (h + t) + tR_y \left[(h - x)^2 - \left(\frac{x}{\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{нт} \right)^2 \right]. \quad (12)$$

Для бетонной части:

$$M_b = x^2 b R_b \left[\frac{5}{3} \left(\frac{1}{\varepsilon_{b2}} \varepsilon_{b1} \right)^2 + 1 \right]. \quad (13)$$

Для всего сечения:

$$M_{inf} = M_s + M_b. \quad (14)$$

При конкретных значениях ($\varepsilon_{нт} = 0,002 + 2450/2 \cdot 100\,000 = 0,003167$) по формуле (14):

$$M_{inf} = 0,2 \cdot 2450 \times 1,511^2 \left[1 + \frac{1}{3} \left(\frac{1}{0,0035} 0,003167 \right)^2 \right] + 2(4,92 + 0,2) 0,2 \cdot 2450 (19,6 + 0,2) + 0,2 \times 450 \left[(19,6 - 0,2)^2 - \left(\frac{1,511}{0,0035} 0,003167 \right)^2 \right] + 1,511^2 \cdot 4,72 \cdot 185,0 \left[\frac{5}{3} \left(\frac{1}{0,0035} 0,0015 \right)^2 + 1 \right] = 1895,365 + 99\,348,48 + 183\,500,422 + 2603,91 = 286\,785,17 \text{ кгсм} = 28,67 \text{ кНм.}$$

По данным натурных испытаний [21] балки разрушились при нагрузках 70 и 78 кН, внутренний изгибающий момент для которых может быть 26,25 и 29,25 кНм. Теоретический изгибающий момент, вычисленный по формуле (14), равен 28,67 кНм, т.е. расхождения составляют: 9 и 2 % соответственно.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Сталежелезобетонные изгибаемые элементы в несущих конструкциях используют на сегодняшний день не так широко из-за того, что такие системы недостаточно изучены и нет опыта их применения в строительной практике.

Численные исследования и натурные испытания сталежелезобетонных балок со стальным гнутым профилем подтвердили перспективность подобной конструкции.

На основе изучения особенностей НДС сталежелезобетонных балок со стальными составными двутаврами, образованными из двух гнутых швеллеров, получены численные результаты.

Сравнение результатов численного эксперимента с данными натурных испытаний показывает, что расхождения результатов численных экспериментов от натурных (при наклонном и вертикальном расположении анкерных связей) находятся [13]:

- по напряжениям до 9 и 11 %;
- по прогибам до 5 и 8 %;
- по несущей способности до 7 и 10 % соответственно.

Анализ результатов численных исследований, полученных с помощью ПК ANSYS, продемонстрировал, что конечные результаты прогибов по нагрузкам не превышают 8 %, однако характер графиков сильно расходится. В численных экспериментах они прямолинейные, а в натурных испытаниях — криволинейные, численные значения прогибов отличаются в 5–7 раз, расхождения напряжений по нагрузкам не превышают 11 %, а по собственным значениям расходятся в 2–4 раза соответственно.

Полученные результаты численных и натуральных испытаний позволили разработать новую методику оценки несущей способности сталебетонных балок, основанную на предельной деформации сжатого бетона.

Сравнение результатов испытаний и численных расчетов балок по предлагаемому методу показыва-

ет, что расхождения по несущей способности находятся в пределах от 2 до 9 %.

Для уменьшения количественного расхождения аналитических и экспериментальных результатов изгибаемых сталебетонных элементов с гнутым профилем необходимы дальнейшие исследования таких видов конструкций.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Тамразян А.Г. А.Ф. Лолейт. История развития теории железобетона : биографический очерк. М. : МГСУ, 2018. 184 с.
2. Замалиев Ф.С., Исмагилов Б.Т. Численные и натурные исследования анкерных связей сталежелезобетонных конструкций // Известия КГАСУ. 2018. № 3 (45). С. 121–128.
3. Тонких Г.П., Чесноков Д.А. Экспериментальное исследование сдвигового соединения монолитных сталежелезобетонных перекрытий на угольковых анкерных упорах // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16. № 2. С. 144–152. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.144-152
4. Бабалич В.С., Андросов Е.Н. Сталежелезобетонные конструкции и перспектива их применения в строительной практике России // Успехи современной науки. 2017. Т. 4. № 4. С. 205–208. EDN YROOWX.
5. Веселов А.А., Чепилко С.О. Напряженно-деформированное состояние сталежелезобетонной балки // Вестник гражданских инженеров. 2010. № 2 (23). С. 31–37. EDN NDQVNX.
6. Егоров П.И., Королев С.А. Сталежелезобетонные перекрытия // Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного комплекса. 2015. № 1. С. 310–313. EDN VBXMRP.
7. Тамразян А.Г., Арутюнян С.Н. К оценке надежности сталежелезобетонных плит перекрытий с профилированными настилами // Вестник гражданских инженеров. 2015. № 6 (53). С. 52–57. EDN VKDUIR.
8. Кибирева Ю.А., Астафьева Н.С. Применение конструкций из сталежелезобетона // Экология и строительство. 2018. № 2. С. 27–34. DOI: 10.24411/2413-8452-2018-10004
9. Hadzalic E., Barucija K. Concrete shrinkage effects in composite beam // Construction of Unique Buildings and Structures. 2014. Vol. 11 (26). Pp. 85–93.
10. Kim H.-Y., Jeong Y.-J. Ultimate strength of a steel–concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting // Engineering Structures. 2010. Vol. 32. Issue 2. Pp. 534–546. DOI: 10.1016/j.engstruct.2009.10.014
11. Замалиев Ф.С., Тамразян А.Г. К расчету сталежелезобетонных ребристых плит для восста-
- навливаемых перекрытий // Строительство и реконструкция. 2021. № 5. С. 3–15.
12. Аль-Хаснави Я.С.Г., Ласьков Н.Н., Ефимов О.И., Замалиев Ф.С. Предпосылки и ограничения к нелинейному расчету сталебетонных балок из ячеистого бетона с жесткой арматурой из тонкостенных стальных гнутых профилей // Региональная архитектура и строительство. 2021. № 4 (49). С. 88–95.
13. Замалиев Ф.С. Численные эксперименты и натурные испытания сталежелезобетонных балок на основе гнутых профилей // Вестник МГСУ. 2019. Т. 14. № 1. С. 22–32. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.1.22-32
14. Ефимов О.И., Замалиев Ф.С., Ласьков Н.Н., Аль-Хаснави Я.С.Г. К оценке прочности изгибаемых сталебетонных элементов из ячеистого бетона, армированных холодногнутым профилем // Строительная механика и расчет сооружений. 2021. № 6 (299). С. 7–12. DOI: 10.37538/0039-2383.2021.6.7.12 EDN DYLTXXN.
15. Kim S., Lee U. Effects of delamination on guided waves in a symmetric laminated composite beam // Mathematical Problems in Engineering. 2014. Vol. 2014. Pp. 1–12. DOI: 10.1155/2014/956043
16. Vasdravellis G., Uy B., Tan E.L., Kirkland B. Behaviour and design of composite beams subjected to sagging bending and axial compression // Journal of Constructional Steel Research. 2015. Vol. 110. Pp. 29–39. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.03.010
17. Kumar S., Barai V. Concrete fracture models and applications. Springer Berlin Heidelberg, 2011. DOI: 10.1007/978-3-642-16764-5
18. Замалиев Ф.С. Учет нелинейных свойств материалов и податливости слоев при расчете прочности сталежелезобетонных перекрытий // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 5. С. 38–40. EDN QAMHXB.
19. Ye J. H., Chen W. Elastic restrained distortional buckling of steel-concrete composite beams based on elastically supported column method // International Journal of Structural Stability and Dynamics. 2013. Vol. 13. Issue 01. P. 1350001. DOI: 10.1142/s0219455413500016

20. Akbarzadeh H., Maghsoudi A.A. Experimental and analytical investigation of reinforced high strength concrete continuous beams strengthened with fiber reinforced polymer // *Materials & Design*. 2010. Vol. 31. Issue 3. Pp. 1130–1147. DOI: 10.1016/j.matdes.2009.09.041

21. Тамразян А.Г., Арутюнян С.Н. К учету профилированного настила как рабочей арматуры при расчете монолитных сталежелезобетонных плит перекрытий // *Промышленное и гражданское строительство*. 2016. № 7. С. 64–68. EDN WHKJWT.

Поступила в редакцию 3 мая 2023 г.

Принята в доработанном виде 6 июня 2023 г.

Одобрена для публикации 7 июля 2023 г.

О Б АВТОРАХ: **Фарит Сахапович Замалиев** — кандидат технических наук, доцент кафедры металлических конструкций и испытания сооружений; **Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ)**; 420043, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1; SPIN-код: 4926-5781, ORCID: 0000-0002-3563-2994; zamaliev49@mail.ru;

Ашот Георгиевич Тамразян — доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой железобетонных и каменных конструкций; **Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ)**; 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; tamrazian@mail.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

REFERENCES

1. Tamrazyan A.G. *A.F. Loleit. History of the development of the theory of reinforced concrete : biographical sketch*. Moscow, MGSU, 2018; 184. (rus.).

2. Zamaliev F.S., Ismagilov B.T. Numerical and full-scale studies of anchor links of steel reinforced structures. *Izvestiya KGASU*. 2018; 3(45):121-128. (rus.).

3. Tonkih G.P., Chesnokov D.A. An experimental study of a shear connection of steel-reinforced concrete slabs with angle shear studs. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2021; 16(2):144-152. DOI: 10.22227/1997-0935.2021.2.144-152 (rus.).

4. Babalich V.S., Androsov E.N. Steel-reinforced concrete structures and the prospect of their application in the construction practice of Russia. *Advances of Modern Science*. 2017; 4(4):205-208. EDN YROOWX. (rus.).

5. Veselov A.A., Chepilko S.O. Stress and strain state in a steel reinforced concrete beam. *Bulletin of Civil Engineers*. 2010; 2(23):31-37. EDN NDQVNX. (rus.).

6. Egorov P.I., Korolev S.A. The composite slabs. *Far East: problems of development of the architectural and construction complex*. 2015; 1:310-313. EDN VBXMRP. (rus.).

7. Tamrazyan A.G., Arutyunyan S.N. To the assessment of reliability of composite steel reinforced concrete floor slabs with a profiled decking. *Bulletin of Civil Engineers*. 2015; 6(53):52-57. EDN VKDUIR. (rus.).

8. Kibireva I.A., Astafeva N.S. The use of steel-concrete structures. *Ecology and Construction*. 2018; 2:27-34. DOI: 10.24411/2413-8452-2018-10004 (rus.).

9. Hadzalic E., Barucija K. Concrete shrinkage effects in composite beam. *Construction of Unique Buildings and Structures*. 2014; 11(26):85-93.

10. Kim H.-Y., Jeong Y.-J. Ultimate strength of a steel–concrete composite bridge deck slab with profiled sheeting. *Engineering Structures*. 2010; 32(2):534-546. DOI: 10.1016/j.engstruct.2009.10.014

11. Zamaliev F.S., Tamrazyan A.G. To calculation of steel-reinforced concrete ribbed plates for refurbished floors. *Building and Reconstruction*. 2021; 5:3-15. DOI: 10.33979/2073-7416-2021-97-5-3-15 (rus.).

12. Al-Khasnavi Ya.S.G., Laskov N.N., Efimov O.I., Zamaliev F.S. Prerequisites and restrictions to the nonlinear calculation of reinforced concrete beams from cellular concrete with rigid reinforcement from thin-walled steel bent profiles. *Regional architecture and construction*. 2021; 4(49):88-95. (rus.).

13. Zamaliev F.S. Numerical and experimental investigations of steel-concrete beams with thin-walled section. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2019; 14:1:22-32. DOI: 10.22227/1997-0935.2019.1.22-32 (rus.).

14. Efimov O.I., Zamaliev F.S., Laskov N.N., Al-Hasnawi Y.S.G. To the estimation of the strength of bended steel concrete elements from area concrete reinforced with a cold bent profile. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2021; 6(299):7-12. DOI: 10.37538/0039-2383.2021.6.7.12. EDN DYLTXX. (rus.).

15. Kim S., Lee U. Effects of delamination on guided waves in a symmetric laminated composite beam. *Mathematical Problems in Engineering*. 2014; 2014:1-12. DOI: 10.1155/2014/956043

16. Vasdravellis G., Uy B., Tan E.L., Kirkland B. Behaviour and design of composite beams subjected to sagging bending and axial compression. *Journal of Constructional Steel Research*. 2015; 110:29-39. DOI: 10.1016/j.jcsr.2015.03.010

17. Kumar S., Barai V. *Concrete Fracture Models and Applications*. Springer Berlin Heidelberg, 2011. DOI: 10.1007/978-3-642-16764-5
18. Zamaliev F.S. Taking into account nonlinear properties of materials and deformability of layers when calculating the strength of steel-reinforced concrete floors. *Industrial and Civil Engineering*. 2013; 5:38–40. EDN QAMHXB.
19. Ye J.H., Chen W. Elastic restrained distortional buckling of steel-concrete composite beams based on elastically supported column method. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. 2013; 13(01):1350001. DOI: 10.1142/s0219455413500016
20. Akbarzadeh H., Maghsoudi A.A. Experimental and analytical investigation of reinforced high strength concrete continuous beams strengthened with fiber reinforced polymer. *Materials & Design*. 2010; 31(3):1130–1147. DOI: 10.1016/j.matdes.2009.09.041
21. Tamrazyan A.G., Harutyunyan S.N. To accounting profiled sheeting as working reinforcement in the calculation of monolithic steel-concrete floor slabs. *Industrial and Civil Engineering*. 2016; 7:64–68. EDN WHKJWT. (rus.).

Received May 3, 2023.

Adopted in revised form on June 6, 2023.

Approved for publication on July 7, 2023.

B I O N O T E S: **Farit S. Zamaliev** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Metal Structures and Testing of Structures; **Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)**; 1 Zelenaya st., Kazan, 420043, Russian Federation SPIN-code: 4926-5781, ORCID: 0000-0002-3563-2994; zamaliev49@mail.ru;

Ashot G. Tamrazyan — Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures; **Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU)**; 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; tamrazian@mail.ru.

Contribution of the authors: all authors have made equivalent contributions to the publication.

The authors declare no conflict of interest.