

УДК 624.04

© В. И. Морозов, д-р техн. наук, профессор
© Ле Куанг Хюи, аспирант
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет,
Санкт-Петербург, Россия)
E-mail: lqh189@lqdtu.edu.vn

DOI 10.23968/1999-5571-2023-20-6-13-22

© V. I. Morozov, Dr. Sci. Tech., Professor
© Le Quang Huy, post-graduate student
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering,
St. Petersburg, Russia)
E-mail: lqh189@lqdtu.edu.vn

АНАЛИЗ ВЛИЯНИЯ ПРОДОЛЬНОГО АРМИРОВАНИЯ НА СОПРОТИВЛЕНИЕ СДВИГУ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛКАХ БЕЗ ХОМУТОВ

ANALYSIS OF THE EFFECT OF LONGITUDINAL REINFORCEMENT ON SHEAR RESISTANCE IN REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT STIRRUPS

В настоящее время большинство формул для определения сопротивления сдвигу железобетонных балок основаны на анализе поведения наклонных трещин в балках и результатах экспериментов по критериям образования наклонных трещин за счет усилия сдвига и под действием момента. Однако в отличие от европейских стандартов (ЕС 2) или американских стандартов (ACI318) расчет сопротивления сдвигу поперечного сечения балки с учетом влияния продольной арматуры в российских стандартах (СП 63.13330) специально не представлен. В этой статье авторы использовали метод численного моделирования в программе ABAQUS для моделирования влияния продольной арматуры на сопротивление сдвигу балок без хомутов с учетом нелинейности материалов, образования и развития трещин в балке, разрушения балки, построения отношений нагрузки и прогиба на центре пролета балки. Результаты моделирования показали, что сопротивление балок сдвигу повышается с увеличением содержания продольной арматуры. Результаты моделирования также согласуются с экспериментальными результатами, поэтому исследование влияния таких факторов, как прочность арматуры, бетона, расположение продольной арматуры и хомуты в балках, на сопротивление балок сдвигу может быть выполнено путем численного моделирования с высокой достоверностью.

Ключевые слова: железобетонная балка, балки без хомутов, конструкция на сдвиг, трещина, метод конечных элементов (МКЭ), экспериментальные результаты, касательное напряжение, нормальное напряжение, главное напряжение, ABAQUS.

Currently, most formulas for determining the shear strength of reinforced concrete beams are based on the analysis of the behavior of beams and the results of experiments on the criteria for the formation of oblique cracks due to shear force and under the action of moment. However, unlike European standards (EC 2) or American standards (ACI318), the calculation of the shear resistance of the beam cross-section taking into account the influence of longitudinal reinforcement is not specifically presented in Russian standards (SP 63.13330). In this article, the authors use the numerical simulation method in the ABAQUS program to simulate the effect of longitudinal reinforcement on the shear resistance of beams without stirrups, considering the nonlinearity of materials, the formation and development of cracks in the beam, the destruction of the beam, the construction of load relations and deflection in the middle of the span of the beam. The simulation results have shown that the shear resistance of the beams increases with the increase in the content of longitudinal reinforcement. The comparison study shows that the simulation results are in good agreement with the experimental results. Therefore, investigation of the effect of factors such as strength of reinforcement, concrete, location of longitudinal reinforcement and stirrups in beams on the shear resistance of beams can be done by numerical modeling with high reliability.

Keywords: reinforced concrete beam, beams without stirrups, shear structure, crack, finite element method (FEM), experimental results, shear stress, normal stress, principal stress, ABAQUS.

Введение

При совместном действии изгибающего момента M и поперечной силы Q распределение напряжений в нормальных сечениях элементов балок носит сложный характер [1]: касательное напряжение и нормальное напряжение от изгибающего момента вызовут основные растягивающие напряжения, наклоненные к оси балки под углом φ , и могут стать причиной наклонных трещин, когда основное растягивающее напряжение превысит предел прочности бетона на растяжение (R_{bt}) [2, 3]. Место их образования, наклон, раскрытие и развитие по высоте зависят от вида нагрузок, формы сечения, вида армирования, соотношения M/Q и других факторов. Разрушение элементов по наклонным сечениям не менее вероятно, чем по нормальным (в пролете) [4].

Разрушение наклонного участка балки может произойти от раздавливания или среза сжатого бетона, а также от текучести продольной арматуры. Это можно объяснить тем, что изгибающий момент в балке имеет тенденцию вращать две балки вокруг сжимаемой части, в то время как поперечная сила стремится разделить две балки в направлении, перпендикулярном оси балки (рис. 1). Продольная, поперечная и наклонная арматура, проходящая через трещину, будет сопротивляться разрушению по наклонному сечению [3–9].

На основе анализа методики расчета железобетонных балок на изгиб на наклонных участках по СП 63.13330, ACI 318 и EC 2 в сочетании с методом имитационного моде-

лирования с использованием программного обеспечения ABAQUS в статье определено влияние продольной арматуры на прочность балок на сдвиг.

1. Прочность на сдвиг с железобетонными балками без хомутов

По результатам экспериментов [10] поведение железобетонных балок без хомутов имеет две особенности.

Случай 1. Наклонная трещина начинает формироваться и распространяться сразу же, как только внешняя нагрузка увеличивается на небольшую величину, от области натянутой арматуры до верхней поверхности области сжимаемого бетона, и приводит к разрушению балки. Этот процесс обычно происходит внезапно и без предварительного предупреждения и в основном в балках с небольшой высотой поперечного сечения. Эти балки из-за отсутствия армирования подвержены хрупкому разрушению при воздействии внезапных ударов [11].

Случай 2. Наклонные трещины при образовании будут развиваться до зоны сжатия бетона. В этом случае внезапного разрушения не происходит, а разрушающая нагрузка может в несколько раз превышать нагрузку, вызвавшую первую трещину.

Для железобетонных балок без хомутов, не подвергающихся осевому сжатию, определение прочности балки на сдвиг по нормам СП 63.13330, ACI 318 и EC 2 показано в табл. 1.

Из приведенных формул для стандартов ACI 318 и EC 2 видно, что сопротивление бетона сдвигу зависит от трех компонентов:

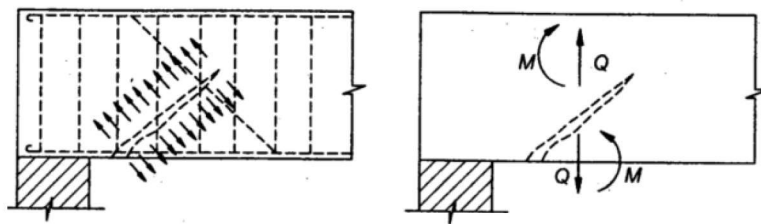


Рис. 1. Разрушение на наклонном сечении балки [3]

Таблица 1

**Формула прочности бетона на сдвиг по стандартам
СП 63.13330, ACI 318 и EC 2**

СП 63.13330 (МПа, Н, мм)	$0,5R_{bt}bh_0 \leq Q_b = \frac{1,5R_{bt}bh_0^2}{c} \leq 2,5R_{bt}bh_0;$ (1)
ACI-318-19 (psi, kip, in)	$V_c = \left(8\lambda_s \lambda (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} \right) b_w d \leq 5\lambda \sqrt{f'_c} b_w d;$ (2)
EC 2 [9] (МПа, Н, мм)	$V_{Rd,c} = b_w d \left(\frac{0,18}{\gamma_c} k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} \right) \geq b_w d \left(0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \right);$ (3)

где Q_b , V_c и $V_{Rd,c}$ — сопротивление бетона сдвигу по соответствующим стандартам; R_{bt} — расчетные сопротивления бетона осевому растяжению; f'_c и f'_{ck} — характеристическая прочность бетона на сжатие; c — наиболее опасная длина проекции наклонного сечения; d и h_0 — рабочая высота сечения; b и b_w — ширина прямоугольного сечения; $\rho_w = \rho_1 = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02$ — процент продольной арматуры; $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10}}} \leq 1$ — коэффициент модификации размерного эффекта; λ — коэффициент, который зависит от типа бетона (обычный бетон $\lambda = 1$); $k = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2,0$ — эмпирический коэффициент; γ_c — коэффициент запаса прочности бетонных материалов, обычно принимаемый равным 1,5.

сопротивления бетона сдвигу в зоне сжатия, силы сцепления между материалами между двумя сторонами трещины и сопротивления сдвигу продольной арматуры. В формулах и ACI 318, и EC 2 влияние продольного армирования на сопротивление бетона сдвигу показано через коэффициент k , содержание армирования, в то время как в стандарте СП 63.13330 подробно не представлены эти составляющие [11].

2. Численное моделирование с использованием программного обеспечения ABAQUS

Программное обеспечение ABAQUS предоставляет возможность моделирования повреждений с использованием любой из трех моделей трещин для железобетонных элементов: модель бетона с размытыми трещинами, модель бетона с хрупкими трещинами и модель пластичности поврежденного бетона (CDP — concrete damaged plasticity). Из трех моделей бетонных трещин в настоящем исследовании была выбрана модель пластичности бетона при повреждении, поскольку этот метод потенциально может предста-

вить полное неупругое поведение бетона как при растяжении, так и при сжатии, включая характеристики повреждения [12].

При использовании модели CDP необходимо преобразовать связь между напряжением и деформацией в связь между напряжением и неупругой деформацией (ϵ_c^{in}) или деформацией растрескивания (ϵ_t^{ck}), которые можно определить по формулам [13]:

$$\epsilon_c^{in} = \epsilon - \frac{\sigma_c}{E_c}; \quad (4)$$

$$\epsilon_t^{ck} = \epsilon - \frac{\sigma_t}{E_c}, \quad (5)$$

где σ_c и σ_t — сжимающее или растягивающее напряжение в бетоне, соответствующее сжимающей или растягивающей деформации ϵ , определяется экспериментально или на основе формул, описывающих зависимость напряжения от деформации бетона при сжатии и растяжении.

Зависимость напряжения от деформации бетона при растяжении и сжатии показана на рис. 2.

С другой стороны, для бетонных материалов при растяжении можно использовать

критерий энергии трещины. А. Хиллерборг определяет энергию, необходимую для раскрытия единичной площади трещины, как параметр материала, используя концепции хрупкого разрушения. При таком подходе хрупкое поведение бетона характеризуется реакцией напряжения смещения, а не напряжения деформации¹. При растяжении бетонный образец растрескивается на некотором сечении. После того как он будет разорван настолько, чтобы снять большую часть напряжения (так что неповрежденная упругая деформация мала), его длина будет определяться главным образом раскрытием трещины (рис. 3).

На рис. 3

$$G_F = G_{F0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7}, \quad (6)$$

где f_{cm} — средняя прочность бетона на сжатие, $f_{cm0} = 10$ МПа; G_{F0} — фундаментальное значение энергии разрушения в зависимости от наибольшего размера агрегата².

Параметр разрушения от растяжения d_t определяется как отношение деформации растрескивания к общей деформации. Точно так же параметр разрушения при сжатии d_c определяется как отношение между неупругой деформацией и общей деформацией. Если параметры повреждения не указаны,

модель будет выступать в роли пластической модели [12]. Эти параметры определяются по формулам

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cu}}; \quad (7)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{\sigma_{t0}}, \quad (8)$$

где σ_{cu} и σ_{t0} — максимальная прочность бетона на сжатие и растяжение.

В настоящем исследовании приняты значения по умолчанию для коэффициентов восстановления жесткости. Остальные параметры бетонных материалов принимают по табл. 2.

Таблица 2

Параметры пластичности бетонных материалов по модели CDP [13]

Угол раскрытия	Эксцентриситет	f_{bo}/f_{co}	K	Коэффициент вязкости
30	0,1	1,16	0,67	0

3. Конечно-элементная модель железобетонной балки

3.1. Схема эксперимента

Исследование поведения (нагрузки, смещения) железобетонных балок без хомутов, подвергающихся сдвигу под действием нагрузок при изменении параметров продольного армирования, проводилось на балках размером 100×200×1200 мм [15]. Схема испытаний приведена на рис. 4, а на рис. 5 — четыре варианта поперечного сечения балки при изменении параметров продольной арматуры.

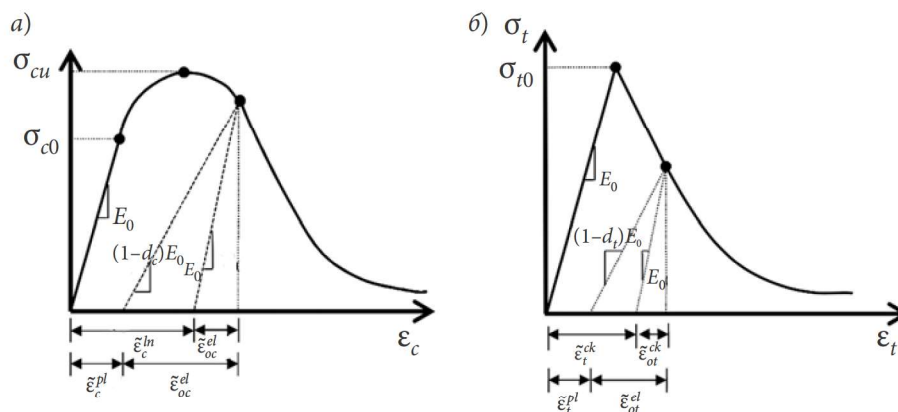


Рис. 2. Реакция бетона на неосевое нагружение: а — сжатие; б — растяжение [14]

¹ ABAQUS 6.14 Analysis User's Guide. Vol. 2: Analysis. Vélizy-Villacoublay, France: Dassault Systèmes, 2013.

² Ibid.

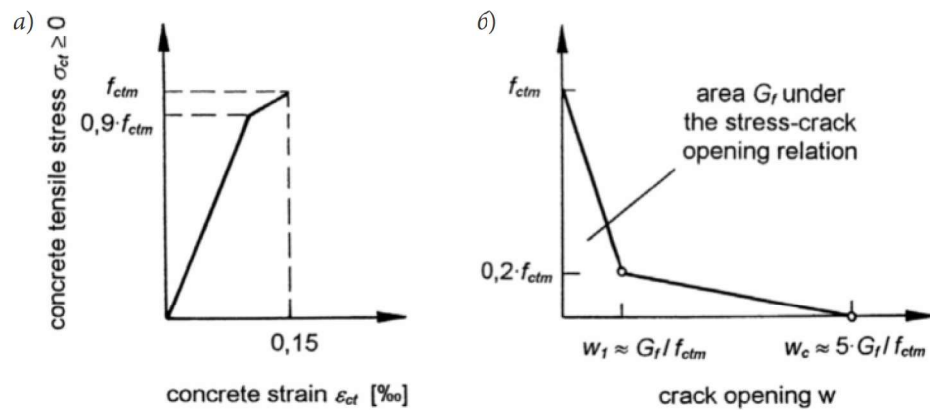


Рис. 3. Диаграмма раскрытия напряжения деформации (а) и напряжения трещины при одноосном растяжении*(б)

* Constitutive modelling of high strength/high performance concrete. State-of-art report // Fib Bulletin 42. 2008. 130 p.

3.2. Бетон

Бетонные материалы, использованные в соответствующих испытаниях, показаны в табл. 3.

На рис. 6 показана зависимость напряжения от деформации бетона, а на рис. 7 — зависимость напряжения от ширины трещины, соответствующие бетону балки VS1.

3.3. Параметры арматуры

Основные параметры арматуры определяются по табл. 4.

3.4. Типы элементов в ABAQUS

В статье элемент C3D8R в библиотеке материалов используется как трехмерный блочный элемент, восемь линейных узлов для бетонных элементов. Арматурные

стержни используют стержневой элемент T3D2, при такой форме элемента необходимо описать только площадь поперечного сечения без указания геометрии поперечного сечения (рис. 8).

Модель железобетонной балки состоит из отдельных частей с соответствующим объявлением ограничений между частями. Арматура объявляется залитой (embedded) в бетон в предположении, что сцепление между несущей арматурой и бетоном абсолютное. Разделяемые элементы имеют максимальный размер 10 мм (рис. 9).

4. Результаты

Результаты, полученные по программе ABAQUS для испытательных балок на всех

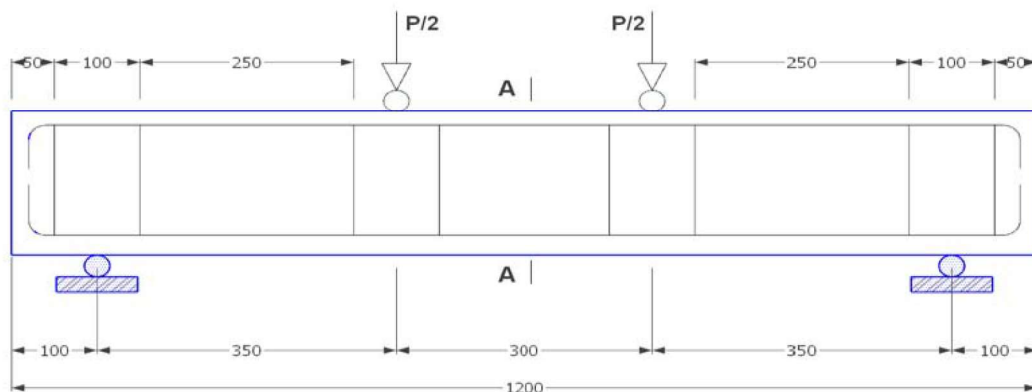


Рис. 4. Схема испытаний

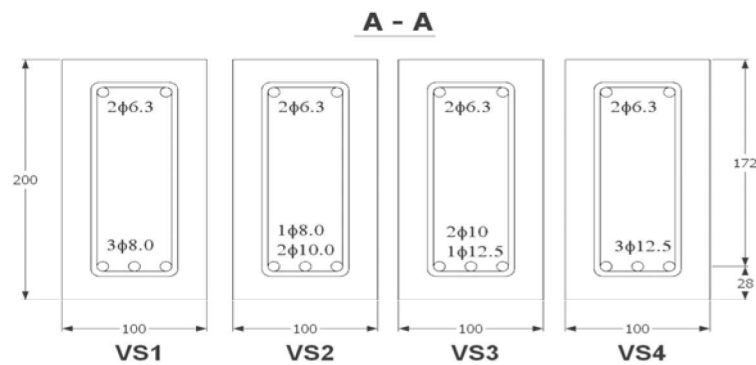


Рис. 5. Деталь сечения балки при изменении параметров продольной арматуры

Таблица 3

Характеристики балок и бетонных материалов [15]

Балки	d , мм	a/d	ρ , %	f_c , МПа
VS1	172	2	0,87	24,0
VS2			1,20	23,1
VS3			1,62	24,7
VS4			2,14	24,2

Примечание. f_c — прочность бетона на сжатие, определяемая по результатам испытаний.

Таблица 4

Основные параметры арматуры [15]

Расположение	ϕ , мм	f_y , МПа	ϵ_s , ‰	E_s , ГПа
Хомуты	4,2	651	5,20	203
Продольная арматура	6,3	540	4,40	225
	8,0	532	2,53	210
	10,0	521	2,45	212
	12,5	560	2,48	225

стадиях нагружения вплоть до разрушения, показаны в табл. 5.

На рис. 10 показана зависимость между нагрузкой и прогибом экспериментальной балки по программе ABAQUS.

4.1. Сравнение результатов численного моделирования, экспериментальных результатов и расчетных результатов со стандартами

Анализ балок с помощью программы ABAQUS дает результаты, относительно согласующиеся с экспериментальными³. Ошибка между экспериментальным и чис-

ленным сопротивлением сдвигу смоделированной балки может быть связана с различием между экспериментальным образцом (случайным, в зависимости от процесса построения образца) и численным моделированием (идеальный образец), в дополнение к недостаткам модели и нестабильности при моделировании трещин, а также выбору размера и типа элемента моделирования.

На рис. 11 показаны связи нагрузки и деформации сжимающего бетона в середине балки, полученные с помощью программного обеспечения ABAQUS (а) и экспериментально (б). Форма трещины в балке показана на рис. 12.

В табл. 6 результаты сопротивления сдвигу, полученные в ходе моделирования, сравниваются с экспериментальными резуль-

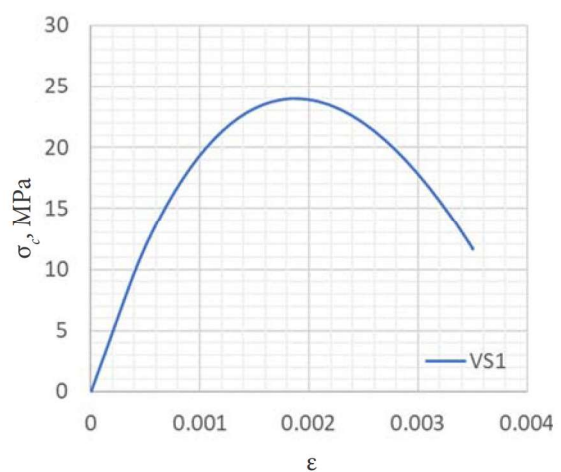


Рис. 6. Кривая зависимости напряжения от деформации при сжатии бетонной балки VS1

³ Constitutive modelling of high strength/high performance concrete. State-of-art report // Fib Bulletin 42. 2008. 130 p.

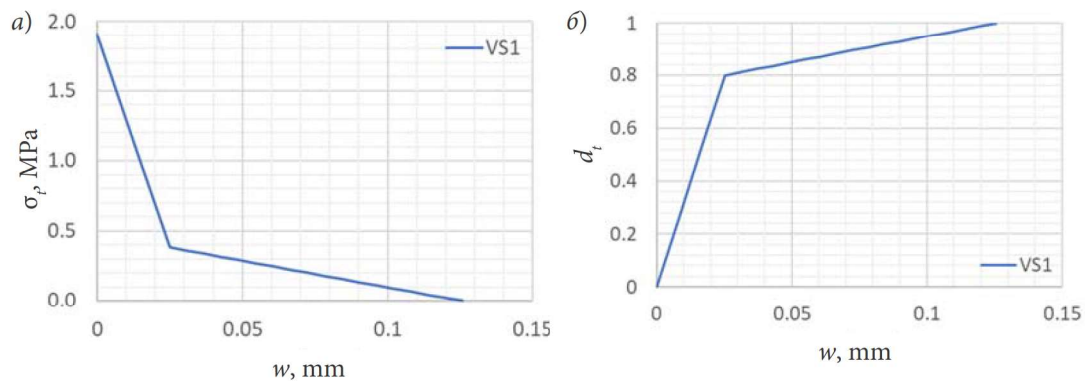


Рис. 7. Связь напряжения (а) и коэффициента разрушения (б) с шириной трещин при растяжении бетона балки VS1

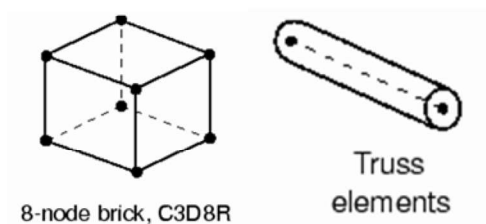


Рис. 8. Типы элементов C3D8R и T3D2**

** ABAQUS 6.14 Analysis User's Guide. Vol. 2: Analysis. Vélizy-Villacoublay, France: Dassault Systèmes, 2013.

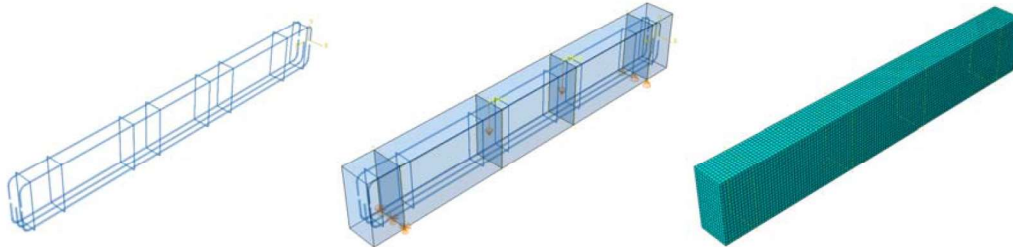


Рис. 9. Модель балки в программе ABAQUS

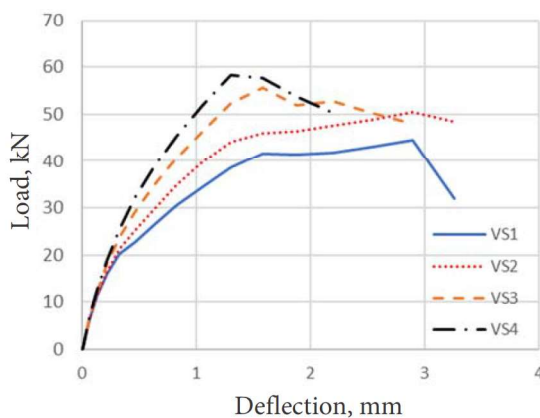


Рис. 10. Диаграмма нагрузки и прогиба на центре пролета балки

татами и результатами расчетов в соответствии со стандартами СП 63.13330, ACI 318 и EC 2.

4.2. Комментарий к результатам анализа

Благодаря результатам, полученным в ходе моделирования, а также экспериментов, мы обнаруживаем следующее:

- численное моделирование может эффективно прогнозировать поведение различных

балок. Этот метод показывает нелинейное изменение материала, мы можем легко определить значение силы, соответствующее первой трещине, появляющейся в балке, а также соотношение сил смещения в балке от начала до конца, соответствующее полному разрушению. Конкретные результаты приведены в табл. 5;

- в модели трещины методом имитационного моделирования легко увидеть, что причина образования трещины в балке связана с разрушением бетона из-за растягивающего напряжения на наклонном участке балки без разрушения из-за сжатия.

Таблица 5

Результаты моделирования балки

Описание		VS1	VS2	VS3	VS4
Нагрузки при образовании первой трещины, кН		15,97	16,43	17,97	18,83
Деформация при разрушении, ‰		0,696	0,682	0,682	0,653
Прочность на сдвиг, кН	ABAQUS	44,44	50,54	55,65	58,26
	Эксперимент	35,5	36,2	48,9	56,6
Прогиб, мм		2,89	2,89	1,58	1,30
Тип разрушения		При сдвиге			

По исследовательским экспериментам трудно сделать первоначальную оценку о причине образования трещин;

- из-за отсутствия хомутов балка повреждается поперечным усилием, трещины разрушения проходят по наклонному сечению

от точки приложения силы к растянутой продольной арматуре в балке, как показано на рис. 12;

- увеличение коэффициента армирования ρ (продольной арматуры) значительно увеличивает сопротивление сдвигу балки (с 17,8 до 28,3 кН по результатам эксперимента и с 22,22 до 29,13 кН по результатам моделирования, $\rho = 0,87\text{--}2,14\%$), при этом прогиб при разрушении балки уменьшился с 2,89 до 1,30 мм (соответствующие деформации растяжения и сжатия бетона и арматуры в балке также уменьшились).

При этом, анализируя экспериментальные результаты, численное моделирование и эталоны, находим:

- сопротивление сдвигу экспериментальных балок больше расчетного по стандартам ACI 318 и EC 2 (в 1,4–1,8 раза);

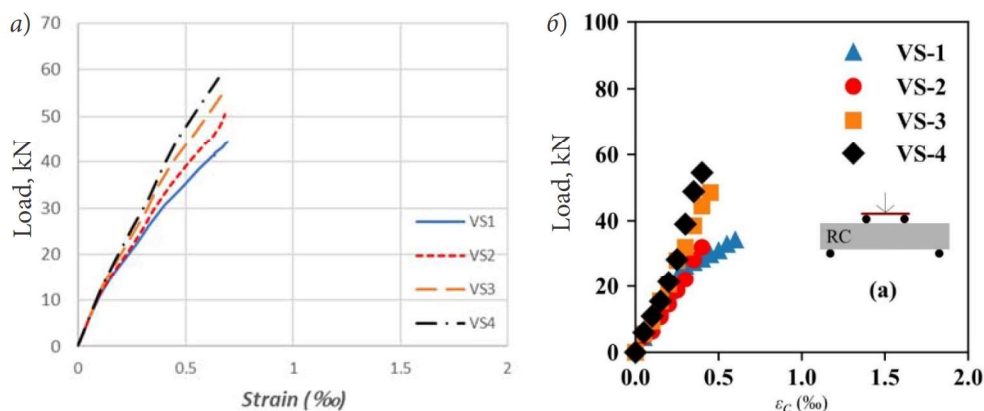


Рис. 11. Связи нагрузки и деформации сжимающегося бетона в середине балки: а — ABAQUS; б — эксперимент

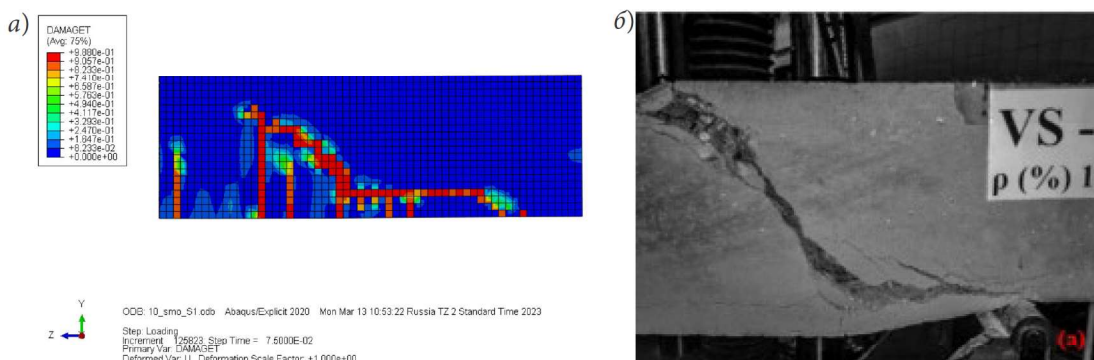


Рис. 12. Форма трещин в балках: а — ABAQUS; б — эксперимент

Таблица 6

Аналитические результаты, кН (P/2)

Балки	Эксперимент	СП 63.13330		ACI 318	EC 2	ABAQUS
		$c = 3h_0$	$c = 0,6h_0$			
VS1	17,8	14,521	72,603	11,512155	11,3671	22,22
VS2	18,1	14,246	71,228	12,572192	12,49312	25,27
VS3	24,5	14,731	73,654	14,368058	14,11921	27,83
VS4	28,3	14,581	72,905	15,604752	15,38684	29,13

• сопротивление балок сдвигу, определенное путем численного моделирования в программе ABAQUS, дает большее значение, чем экспериментально, однако эта погрешность постепенно уменьшается от 39,6 до 2,93 %, соответствующих увеличению коэффициента армирования от 1,2 до 2,14 %.

Заключение

С помощью экспериментов и моделирования было показано, что продольная арматура влияет на прочность балок на сдвиг. По мере увеличения процента продольной арматуры увеличивается сопротивление балки сдвигу.

Результаты моделирования вполне согласуются с экспериментом. Однако очень небольшое изменение параметров материалов бетона и арматуры также приводит к относительно значительному изменению результатов исследований. Для точной оценки влияния каждого элемента материала на несущую способность балки, подвергаемой сдвигу, требуется большое количество экспериментальных исследований. Численное моделирование с помощью программного обеспечения САЕ экономит время и деньги по сравнению с реальными экспериментами. Таким образом, можно продолжить исследования для оценки других эффектов влияния продольной арматуры, а также хомутов на структуру балки с помощью метода численного моделирования.

В формуле определения сопротивления сдвигу балок согласно СП 63.13330 однозначно не представлен эффект продольного армирования. На срез железобетонных балок влияют параметры продольной арматуры:

коэффициент армирования (ρ), рабочая высота сечения (d). При этом коэффициент армирования влияет наиболее существенно и будет исследоваться в дальнейшем.

Библиографический список

1. Кудзис А. П. Железобетонные и каменные конструкции. Ч. 1. Материалы, конструирование, теория и расчет. М.: Высшая школа, 1988. 287 с.
2. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции (Общий курс). М.: Стройиздат, 1991. 773 с.
3. Phan Q. M., Ngo T. P. Kết cấu bê tông cốt thép. Cấu kiện cơ bản. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 2006. 400 trang.
4. Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г. Железобетонные и каменные конструкции. М.: Высшая школа, 1987. 386 с.
5. Залесов А. С., Климов Ю. А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. Киев: Будивэльныйк, 1989. 104 с.
6. Васильев П. И., Кононов Ю. И., Чирков Я. Н. Железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Киев; Донецк: Вища школа, 1982. 320 с.
7. Залесов А. С., Кодыш Э. Н., Лемьш Л. Л., Никитин И. К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. М.: Стройиздат, 1988. 320 с.
8. Мурашев В. И., Сигалов Э. Е., Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс. М.: Госстройиздат, 1962. 659 с.
9. Сахоновский К. В. Железобетонные конструкции. М.: Госстройиздат, 1959. 840 с.
10. Nilson A. H., Darwin D., Dolan C. W. Design of Concrete Structures. 14th ed. New York: McGraw Hill Higher Education, 2010. 813 p.
11. Phung N. D., Le T. T. H. Phân tích và thiết kế dầm bê tông cốt thép chịu uốn trên tiết diện nghiêng theo ACI 318, Eurocode 2 và TCVN 5574:2012 // Tạp chí KHCN Xây dựng. 2014. Số 3. Pp. 63–72.
12. Wahalathantri B. L., Thambiratnam D. P., Chan T. H. T., Fawzia S. A material model for flexural

crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS // *Proceedings of the 1st International Conference on Engineering, Designing and Developing the Built Environment for Sustainable Wellbeing*, Queensland University of Technology, Queensland University of Technology, Brisbane, Qld, 2011. Pp. 260–264.

13. Lou Yafei, Zou Tao, Yang Jie, Jiang Tao, Zhang Qingfang, Hong Hexuan. A Simplified Uniaxial Stress-strain Curve of Concrete and Its Application in Numerical Simulation // *E3S Web of Conferences* 283, 01045 (2021). ICCAUE 2021. URL: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202128301045>.

14. Jirasek M. Modeling of Fracture and Damage in Quasibrittle Materials. Ph.D. Thesis, Northwestern University, Evanston, IL, USA, 1993.

15. Nzambi A. K. L., Oliveria D. R. C., Monterio M. V. S., Silva L. F. A. Experimental analysis of steel fiber reinforced concrete beams in shear // *Ibracon Structures and Materials Journal*. 2022. Vol. 15, no. 3. URL: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952022000300001>.

References

1. Kudzis A. P. *Zhelezobetonnye i kamennye konstruktsii. Ch. 1. Materialy, konstruirovaniye, teoriya i raschet* [Reinforced concrete and stone structures. Pt. 1. Materials, design, theory and calculation]. Moscow, Vysshaya shkola Publ., 1988, 287 p.

2. Baykov V. N., Sigalov E. E. *Zhelezobetonnye konstruktsii (Obshchiy kurs)* [Reinforced concrete structures (General course)]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1991, 773 p.

3. Phan Q. M., Ngo T. P. *Kết cấu bê tông cốt thép. Cấu kiện cơ bản*. Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 2006, 400 trang.

4. Bondarenko V. M., Suvorkin D. G. *Zhelezobetonnye i kamennye konstruktsii* [Reinforced concrete and stone structures]. Moscow, Vysshaya shkola Publ., 1987, 386 p.

5. Zalesov A. S., Klimov Yu. A. *Prochnost' zhelezobetonnykh konstruktsiy pri deystvii poperechnykh sil* [Strength of reinforced concrete structures under the action of transverse forces]. Kiev Budivelnik Publ., 1989, 104 p.

6. Vasil'ev P. I., Kononov Yu. I., Chirkov Ya. N. *Zhelezobetonnye konstruktsii gidrotekhnicheskikh*

sooruzheniy [Reinforced concrete constructions of hydraulic engineering structures]. Kiev; Donetsk, Vishcha shkola Publ., 1982, 320 p.

7. Zalesov A. S., Kodysh E. N., Lemys L. L., Nikitin I. K. *Raschet zhelezobetonnykh konstruktsiy po prochnosti, treshchinostoykosti i deformatsiyam* [Calculation of reinforced concrete structures on strength, crack resistance and deformations]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1988, 320 p.

8. Murashev V. I., Sigalov E. E., Baykov V. N. *Zhelezobetonnye konstruktsii. Obshchiy kurs* [Reinforced concrete structures. General course]. Moscow, Gosstroyizdat Publ., 1962, 659 p.

9. Sakhonovskiy K. V. *Zhelezobetonnye konstruktsii* [Reinforced concrete structures]. Moscow, Gosstroyizdat Publ., 1959, 840 p.

10. Nilson A. H., Darwin D., Dolan C. W. *Design of concrete structures*. 14th ed. New York, McGraw Hill Higher Education Publ., 2010, 813 p.

11. Phung N. D., Le T. T. H. *Phân tích và thiết kế dầm bê tông cốt thép chịu uốn trên tiết diện nghiêng theo ACI 318, Eurocode 2 và TCVN 5574:2012*. Tạp chí KHCN Xây dựng. 2014, Số 3, pp. 63–72.

12. Wahalathantri B. L., Thambiratnam D. P., Chan T. H. T., Fawzia S. A. Material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS. *Proceedings of the 1st International Conference on Engineering, Designing and Developing the Built Environment for Sustainable Wellbeing*, Queensland University of Technology, Queensland University of Technology, Brisbane, Qld, 2011, pp. 260–264.

13. Lou Yafei, et al. A Simplified uniaxial stress-strain curve of concrete and its application in numerical simulation. *E3S Web of Conferences* 283, 01045 (2021). ICCAUE 2021. Available at: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202128301045>.

14. Jirasek M. Modeling of Fracture and Damage in Quasibrittle Materials. Ph.D. Thesis, Northwestern University, Evanston, IL, USA, 1993.

15. Nzambi A. K. L., Oliveria D. R. C., Monterio M. V. S., Silva L. F. A. Experimental analysis of steel fiber reinforced concrete beams in shear. *Ibracon Structures and Materials Journal*, 2022, vol. 15, no. 3. Available at: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952022000300001>.

УДК 624.071

© В. М. Попов, канд. техн. наук, доцент
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет,
Санкт-Петербург, Россия)

E-mail: popov_vladimir_m@mail.ru

© М. Г. Плюснин, канд. техн. наук, доцент
(Костромская государственная сельскохозяйственная
академия, пос. Караваево, Костромская область, Россия)

E-mail: apraiser3@yandex.ru

© В. В. Белов, д-р техн. наук, доцент
(АО «Атомэнергопроект»,
Санкт-Петербург, Россия)

E-mail: vvbelov@atomproekt.com

© С. Н. Савин, д-р техн. наук, профессор
(Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет,
Санкт-Петербург, Россия)

E-mail: savinsn@gmail.com

© Е. В. Мерзлякова, директор
(ООО «Кальматрон-СПб», Санкт-Петербург, Россия)

E-mail: newtech@kalmatron.ru

DOI 10.23968/1999-5571-2023-20-6-23-30

© V. M. Popov, PhD in Sci. Tech., Associate Professor
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering,
St. Petersburg, Russia)

E-mail: popov_vladimir_m@mail.ru

© M. G. Plyusnin, PhD in Sci. Tech., Associate Professor
(Kostroma State Agricultural Academy,
Karavaevo, Kostroma region, Russia)

E-mail: apraiser3@yandex.ru

© V. V. Belov, Dr. Sci. Tech., Associate Professor
(JSC «Atomenergoproekt»,
St. Petersburg, Russia)

E-mail: vvbelov@atomproekt.com

© S. N. Savin, Dr. Sci. Tech., Professor
(Saint Petersburg State University
of Architecture and Civil Engineering,
St. Petersburg, Russia)

E-mail: savinsn@gmail.com

© E. V. Merzliakova, Director
(LLC Kalmatron-SPb, St. Petersburg, Russia)

E-mail: newtech@kalmatron.ru

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СТАЛЕФИБРОБЕТОНА ДЛЯ УСИЛЕНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ ЦИКЛОВ ЗАМОРАЖИВАНИЯ И ОТТАИВАНИЯ

THE USE OF STEEL-FIBER CONCRETE TO STRENGTHEN BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS UNDER THE INFLUENCE OF FREEZING AND THAWING CYCLES

Проведены расчеты, показавшие эффективность использования высокопрочного и высокоподвижного ремонтного состава «Гидробетон Наливной-2» (производитель ООО «Кальматрон-СПб») для усиления железобетонных изгибаемых элементов, подвергшихся воздействию циклов замораживания и оттаивания. В качестве исходных данных использованы результаты экспериментальных исследований. В результате расчетов определено, что наибольший эффект достигается для балок с малым, близким к минимальному, и высоким (превышающим μ_R) процентом армирования.

Ключевые слова: нелинейная деформационная модель, изгибаемый железобетонный элемент, надежность железобетонных конструкций, сталефибробетон.

There have been carried out calculations that show the efficiency of using high-strength and highly mobile repair compound «Gidrobeton Nalivnoj-2» (manufactured by LLC «Kalmatron-SPb») to strengthen reinforced concrete bending elements exposed to freezing and thawing cycles. The results of experimental studies were used as initial data. As a result of calculations, it has been found out that the greatest effect is achieved for beams with a small, close to minimal, and high (exceeding μ_R) percentage of reinforcement.

Keywords: nonlinear deformation model, bending reinforced concrete element, reliability of reinforced concrete structures, steel fiber concrete.