

*Н. Т. Нгуен\**, *Т. К. Нгуен*, *Д. Х. Ду*, *Д. Н. Нгуен*

*Faculty of Building and Industrial Construction, Hanoi University of Civil Engineering, Hanoi, Vietnam*

## **КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНЫЙ АНАЛИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК, УПРОЧНЕННЫХ U-ОБРАЗНЫМИ ОБМОТКАМИ ВОЛОКНИСТО-АРМИРОВАННОГО УГЛЕПЛАСТИКА<sup>1</sup>**

*N. T. Nguyen\**, *T. K. Nguyen*, *D. H. Du*, and *D. N. Nguyen*

### **FINITE-ELEMENT ANALYSIS OF RC BEAMS STRENGTHENED WITH CFRP U-WRAPS**

**Keywords:** reinforced concrete beams, shear strengthening, carbon-fiber-reinforced polymer (CFRP), U-wraps

Three-dimensional finite-element models for the material properties of a carbon-fiber-reinforced polymer and concrete were constructed and validated using experimental data for two RC beam specimens. Their failure mechanism is represented as shifting from the shear-tension in the control beam to the shear-compression in the strengthening beam. Parametric studies were performed to determine the effect of the number of CFRP layers and CFRP U-wraps on the overall shear performance and compressive strength of the RC beams.

**Ключевые слова:** балки железобетонные, упрочнение сдвиговое, углепластик волокнисто-армированный, обмотки U-образные

Разработаны трехмерные конечно-элементные модели для двух железобетонных балок, упрочненных волокнисто-армированным углепластиком, достоверность применения которых проверена с помощью экспериментальных данных. Механизм разрушения представлен как переход от разрушения сдвиг—растяжение в контрольной балке к сдвиг—сжатие в упрочненных балках. Для определения влияния количества слоев в U-образной углепластиковой обмотке и количества обмоток на сдвиговые характери-

---

\*Автор, с которым следует вести переписку: [tannn@huce.edu.vn](mailto:tannn@huce.edu.vn)  
Corresponding author: [tannn@huce.edu.vn](mailto:tannn@huce.edu.vn)

<sup>1</sup>Перевод с англ.

стики и прочность при сжатии железобетонных балок выполнены параметрические исследования.

## Введение

Методы и приемы упрочнения (например, увеличение сечения, приклеивание стальных пластин, натяжение арматуры на бетон и внешнее приклеивание композитных материалов) все чаще изучают для продления срока службы существующих конструкций и модернизации поврежденных элементов конструкции [1—3]. Здания, поврежденные в силу снижения прочности из-за чрезмерных нагрузок или стихийных бедствий, часто подвергают упрочнению. Одна из наиболее перспективных технологий упрочнения железобетонных конструкций — использование волокнисто-армированных полимерных материалов (ВАПМ) в виде листов, полос, стержней или слоистых пластин. Эти материалы завоевали популярность благодаря таким превосходным качествам, как высокая удельная прочность, высокая коррозионная стойкость и долговечность [4, 5]. Упрочнение конструкций волокнистыми композитными материалами имеет преимущества перед другими подходами, однако вызывает беспокойство отсутствие пластичности конструкций и быстрое разупрочнение при высоких температурах [6, 7].

Интерес к конструкционному поведению железобетонных конструкций, упрочненных ВАПМ, обуславливает проведение многочисленных исследований [4, 5, 8—14]. Например, экспериментальные результаты [10] показали, что использование листов из стеклопластика с разными схемами упрочнения при изгибе, сдвиге, изгибе со сдвигом не только увеличивает нагрузку растрескивания, максимальную несущую способность, общую жесткость и пластичность железобетонных балок, но и позволяет управлять развитием трещин в бетоне. Этот вывод также согласуется с результатами [5]. Однако расслоение или потеря сцепления листов стеклопластика, обуславливающие преждевременное разрушение конструкционных элементов, упрочненных снаружи композитными материалами [15—18], представляет значительную проблему, несмотря на существенное увеличение общих конструктивных характеристик упрочненных балок. Поэтому поиск метода оценки или предотвращения такого разрушения имеет решающее значение для правильного проектирования сдвигового и изгибного упрочнения с использованием ВАПМ.

Метод упрочнения ВАПМ особенно целесообразен в случае балок, чувствительных к сдвиговым нагрузкам в силу их несоответствия требованиям армирования при сдвиге или коррозии арматуры в результате воздействия суровых условий окружающей среды. В связи с тем, что мода разрушения и конструкционные характеристики поврежденных балок могут существенно отличаться от расчетных в силу уменьшения площади поперечного сечения как в бетоне, так и в арматуре, а также уменьшения прочности сцепления между бетоном и арматурой [19, 20],

они особенно чувствительны к сдвиговому деформированию. В [21—25] рассмотрели несколько аналитических подходов, учитывающих внешнее приклеивание ВАПМ, для оценки сопротивления упрочненных железобетонных балок сдвиговому деформированию. Применение U-образных обмоток из ВАПМ — одна из наиболее популярных схем упрочнения в силу таких преимуществ, как сдвиговое упрочнение и анкерное воздействие. Например, результаты исследований [21, 26] свидетельствуют о том, что использование надлежащих концевых анкеров, в том числе U-образных, замедлило или даже предотвратило потерю сцепления волокнисто-армированного углепластика (CFRP) и способствовало значительному увеличению прочности при сдвиге. Однако большинство предыдущих исследований проведено на образцах балок с довольно ограниченной площадью поперечного сечения. Детальное изучение научной литературы показало, что исследований влияния размеров балки, особенно для образцов высотой более 400 мм, выполнено очень мало [27]. Поэтому недавние экспериментальные исследования [5, 11, 12, 25, 28] были посвящены оценке сопротивления сдвигу крупных или полноразмерных образцов балки, упрочненных U-образными обмотками из ВАПМ. Например, в ходе испытаний [5] выявили увеличение несущей способности упрочненных балок на 53% по сравнению с контрольными. Согласно данным [29] влияние критического размера балки можно описать зависимостью между требуемой необходимой эффективной длиной сцепления и эффективной деформацией ВАПМ, а также сопротивлением бетона сдвигу [30]. Следствие этого вывода заключается в том, что при конструкционном анализе следует уделять больше внимания влиянию размеров на конструкционные характеристики железобетонных балок, чувствительных к сдвигу.

Метод конечных элементов (МКЭ) при разработке балок, упрочненных ВАПМ, — эффективный инструмент для анализа параметров, влияющих на их поведение. Большинство исследований, выполненных с применением МКЭ, посвящены образцам упрочненной балки, нагруженной изгибом [2—4]. В последние годы выполнили несколько численных исследований, связанных с балками, упрочненными ВАПМ при сдвиге [25, 27, 31—34]. Несмотря на то что конечно-элементная модель дала хорошие результаты с точки зрения оценки несущей способности, начальной жесткости и мод разрушения, результаты численных исследований не были окончательными. Такие проектно-ориентированные параметры, оказывающие существенное влияние на сопротивление железобетонных балок сдвигу, как схемы упрочнения и количество слоев ВАПМ, тщательно не изучены.

Экспериментальные данные исследовательского проекта [9] обобщили и использовали для построения конечно-элементной модели для сдвигового упрочнения железобетонных балок углепластиком. Испытания провели на двух образцах балок 120×300×2000 мм. Один образец использовали в качестве контрольной балки, а другой упрочнили на

сдвиг с помощью U-образных обмоток в соответствии со стандартом АСІ 440.2R-17 [35]. Для проверки достоверности построенной конечно-элементной модели, учитывающей поведение на поверхности раздела углепластика и бетона, несущую способность, картины трещин и моды разрушения, полученные в ходе расчетов МКЭ, сравнили с данными эксперимента. Кроме того, после обоснования модели провели параметрические исследования для оценки влияния кратного количества слоев в U-образных обмотках, прочности бетона при сжатии, разных схем сдвигового упрочнения и количества U-образных обмоток на конструкционные характеристики упрочненных железобетонных балок.

## 1. Описание образцов балки

**1.1. Образцы балки.** На рис. 1 показаны конфигурации двух образцов железобетонной балки с поперечным сечением 120×300 мм, испытанных при статической нагрузке. Балки длиной 2000 мм с пролетом в свету 1800 мм подвергли испытанию на трехточечный изгиб до разрушения. Шесть стальных арматурных стержней с номинальным диаметром 18 мм в нижнем слое ( $\rho = 4,71\%$ ) и два стальных стержня с номинальным диаметром 10 мм в верхнем слое использовали для упрочнения двух балок, чувствительных к сдвигу. Арматурные хомуты с номинальным диаметром 6 мм расположили с интервалом 200 мм.

Балку, обозначенную, как B2S, упрочнили на сдвиг U-образными обмотками из CFRP с аналогичными размерами (шириной 50 мм и толщиной

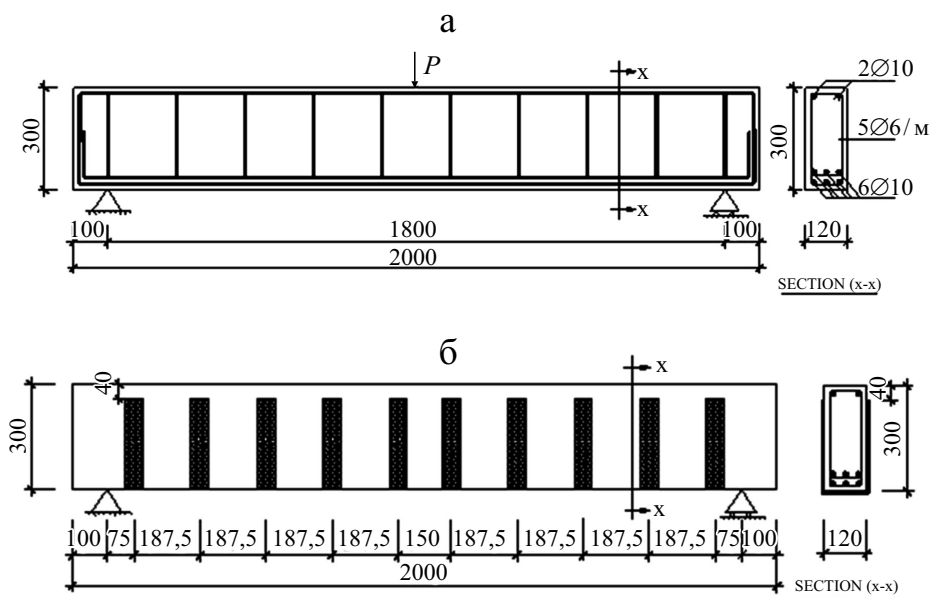


Рис. 1. Проектная схема контрольной балки B2 [9] (а) и местоположение листов CFRP на упрочненной балке B2S [9] (б).

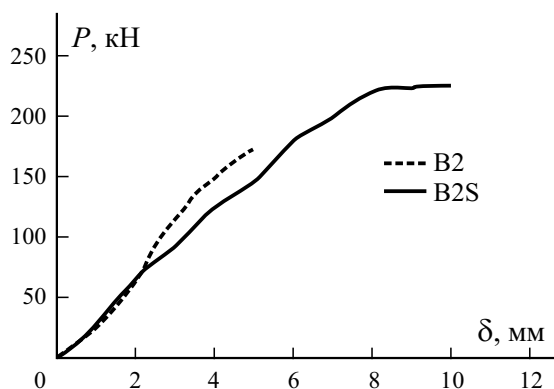


Рис. 2. Экспериментальные кривые нагрузка—прогиб  $P$ — $\delta$  образцов балок B2 и B2S.

0,176 мм), расположенными с интервалом 187,5 мм по всей зоне постоянного сдвига. Контрольная балка B2 имела конфигурацию армирования, аналогичную балке B2S. U-образные обмотки также расширили вертикально на глубину 40 мм ниже верхних волокон.

**1.2. Свойства материала.** Все продольные стальные арматурные стержни изготовлены из высококачественной деформированной стали с пределом текучести 400 МПа и пределом прочности при растяжении 600 МПа. Для изготовления хомутов использовали стержни из обычной мягкой гладкой стали с пределом текучести и прочностью при растяжении 290 и 420 МПа соответственно. Модуль упругости всей стальной арматуры конструкции 200 ГПа. Образцы балок отлили в деревянной опалубке; среднюю прочность бетона при сжатии 39,5 МПа определили на кубических образцах через 28 дней после изготовления образцов балок. В спецификациях производителя указано, что толщина одного слоя листа CFRP 0,176 мм, предел прочности при растяжении 3800 МПа, модуль Юнга 240 ГПа.

**1.3. Экспериментальные результаты исследования** обобщены на рис. 2 и в табл. 1, включая нагрузку растрескивания  $P_{cr}$ , предельную нагрузку  $P_u$ , прогиб растрескивания  $f_{cr}$ , предельный прогиб  $f_u$  и модуль разрушения. Результаты эксперимента свидетельствуют о том, что сдвиговое упрочнение приводит в основном к равномерным изгибным трещинам с большей концентрацией в балке B2S, чем в балке B2. При использовании U-образных обмоток предельная нагрузка на упрочненную балку

Табл. 1

Экспериментальные результаты

Балка	$P_{cr}$ , кН	$P_u$ , кН	$f_{cr}$ , мм	$f_u$ , мм	Мода разрушения
B2	24,1	174	0,91	4,95	Сдвиг—растяжение
B2S	25,7	225	0,96	9,98	Сдвиг—сжатие

V2S на 29,3% больше, чем на контрольную V2. Предельный прогиб балки V2S более чем в два раза больше, чем балки V2. Этот факт также свидетельствует о том, что стратегия сдвигового упрочнения сдвигает хрупкие моды разрушения растяжение—сдвиг в балке V2 на более пластичный механизм разрушения сдвиг—сжатие в балке V2S.

## 2. Разработка и проверка достоверности конечно-элементных моделей

В настоящей работе конечно-элементную программу DIANA [36] использовали для распространения экспериментального исследования [9] путем применения нелинейного МКЭ с контролируемым перемещением. Для моделирования конструктивных характеристик двух образцов балки выполнили трехмерные нелинейные расчеты МКЭ.

Разработали трехмерные конечно-элементные модели, включающие бетонную балку, листы углепластика, продольную и поперечную арматуру, а также жесткие стальные пластины, поставленные в местах приложения нагрузки и опор для уменьшения концентрации напряжений. Конечные элементы выбрали исходя из механических свойств материалов, определенных в ходе испытаний. Для достижения хорошего баланса между временем и точностью вычислений выбрали размер сетки конечных элементов  $30 \times 30 \times 30$  мм. Дискретизация конечно-элементной сетки и граничные условия показаны на рис. 3. На основании экспериментальных данных [9], расчетов по формулам fib Model Code 2010 [37] и упрощенной модели сцепление—скольжение CFRP/бетон [15] с помощью конечно-элементной модели определили механические свойства бетона, стальной арматуры, CFRP и прочность сцепления CFRP/бетон (табл. 2).

Кроме того, для воспроизведения хода испытаний на трехточечный изгиб нагружающую силу задавали исходя из деформации, соответствующей перемещению 1 мм под силой на каждом шаге нагружения. При анализе узловых напряжений и деформаций конечных элементов в ходе нагружения с контролируемым перемещением программа DIANA интерпретировала каждое перемещение как единичный шаг. Итерацию равновесия устано-

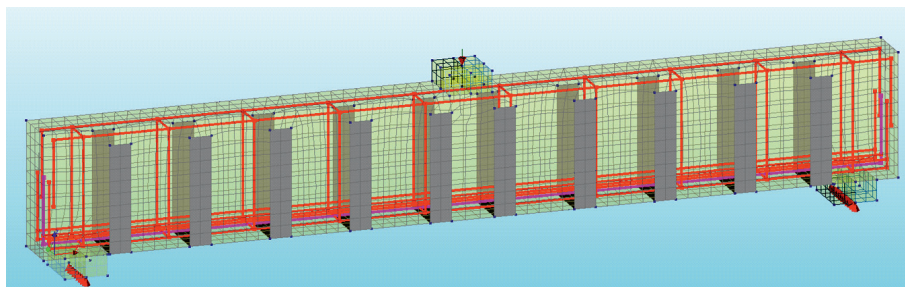


Рис. 3. Компоненты, нагрузка и граничные условия конечно-элементной модели упрочненной балки V2S-FEM: обмотки CFRP (серые), бетон и стальные пластины (желтые), арматурные стержни (красные).

Табл. 2

Параметры материалов, используемые при анализе МКЭ

Материал	Параметр	Балка В2	Балка В2S	Источник
Бетон	Прочность при сжатии $f_{cm}$ , МПа	39,5	39,5	[9]
	Прочность при растяжении $f_p$ , МПа	3,45	3,45	[37]
	Модуль упругости $E_c$ , ГПа	36	36	[37]
	Энергия разрушения при растяжении $G_p$ , Н·мм/мм <sup>2</sup>	0,089	0,089	[37]
	Энергия разрушения при сжатии $G_c$ , Н·мм/мм <sup>2</sup>	55,3	55,3	[38]
Сталь	Предел текучести / прочность при растяжении $f_y / f_u$ , МПа	Ø6 290 / 420	290 / 420	[9]
		Ø10 400 / 600	400 / 600	[9]
		Ø18 400 / 600	400 / 600	[9]
	Модуль упругости $E_s$ , ГПа	200	200	[9]
CFRP	Прочность при растяжении $f_u$ , МПа	-	3800	[9]
	Модуль упругости $E_f$ , ГПа	-	240	[9]
	Предельная деформация при растяжении $\epsilon$	-	0,0155	[9]
	Прочность сцепления CFRP/бетон $\tau_{max}$ , МПа	-	3,9	[15]
	Скольжение $S_0$ , мм	-	0,037	[15]

вили методом Ньютона—Рафсона с допуском сходимости по умолчанию 0,01 для нелинейного конструкционного анализа и регистрировали данные на каждом шаге нагружения.

**2.1. Моделирование бетона.** Бетонную балку смоделировали с помощью изопараметрических твердотельных элементов СНХ60, имеющих 20 узловых точек. Разработка модели вращающейся трещины с учетом общей деформации основана на идее “размазанного” разрушения (smeared fracture) бетона. Для иллюстрации поведения бетона при сжатии использовали параболическую диаграмму напряжение—деформация, позволившую учесть как модель уменьшения поперечного растрескивания, так и модель ограничения напряжения (stress confinement) [38]. При расчете прочности при растяжении, энергии разрушения при растяжении по моде I и ширины полосы растрескивания применяли модель, предложенную в [39], для описания нелинейной зависимости поведения бетона разрушение—деформация при растяжении.

**2.2. Моделирование стальной арматуры.** Моделирование продольной и поперечной арматуры выполнили на основе конечных элементов с упругопластическим поведением, определяемым пределом и уровнем текучести. Для оценки деформаций использовали поле перемещений, создаваемое окружающими элементами сплошной среды. В настоящем исследовании принято предположение об идеальном сцеплении, поскольку

согласно полученным результатам пришли к выводу о том, что поведение сцепления бетона и стальной арматуры типа напряжение—скольжение не является доминирующим фактором, влияющим на конструкционные характеристики представленного анализа МКЭ.

**2.3. Моделирование жестких пластин под приложенной силой и над опорами.** На рис. 3 показана конечно-элементная модель с элементами СНХ60, моделирующими жесткие стальные пластины под приложенной силой и над опорами. Использовали сталь с линейно-упругими свойствами.

**2.4. Моделирование CFRP.** Листы углепластика смоделировали, используя восьмиугольные изопараметрические оболочечные конечные элементы CQ40S. Как показано в табл. 2, листы углепластика имели большую прочность при растяжении в направлении волокон (3800 МПа). Ожидали, что железобетонная балка в ходе расчета МКЭ быстро разрушится после разрушения листа углепластика по достижении максимальной деформации 0,0155.

**2.5. Моделирование поверхности раздела CFRP/бетон.** Поведение на поверхности раздела углепластик/бетон смоделировали с использованием моделей сцепления напряжение—скольжение, представленных в [15], поскольку в численных исследованиях [40—43] продемонстрировали, что упомянутые модели между локальным сдвиговым напряжением  $\tau$  и соответствующим скольжением  $S$  точно воспроизводят эксперименты. Для моделирования поверхностей раздела сцепления между бетоном и листами углепластика использовали конечные элементы CQ48I. Нелинейную зависимость сдвигового напряжения от проскальзывания описали следующим образом:

$$\tau = \tau_{\max} \sqrt{S / S_0} \quad \text{при } S \leq S_0, \quad (1)$$

$$\tau = \tau_{\max} \exp[-\alpha(S / S_0 - 1)] \quad \text{при } S \geq S_0. \quad (2)$$

С учетом прочности бетона при растяжении  $f_t$  и отношения ширины листа CFRP  $b_f$  и бетонной балки  $b_c$  максимальное сдвиговое напряжение  $\tau_{\max}$  рассчитали как

$$\tau_{\max} = 1,5\beta_w f_t, \quad (3)$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{(2,25 - \frac{b_f}{b_c})}{(1,25 + \frac{b_f}{b_c})}}. \quad (4)$$

Как видно из уравнения

$$S_0 = 0,0195\beta_w f_t, \quad (5)$$



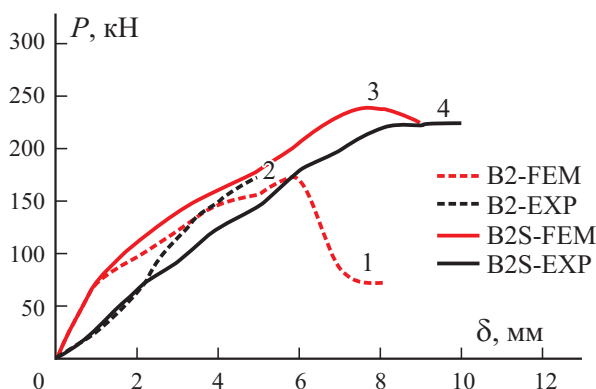


Рис. 4. Расчетные (1, 3) и экспериментальные (2, 4) кривые  $P — \delta$  образцов балок B2 (1, 2) и B2S (3, 4).

прочность бетона при растяжении и отношение ширины листа углепластика и балки также имеют некоторое влияние на величину скольжения  $S_0$ .

Коэффициент  $\alpha$  можно вычислить с помощью энергии межповерхностного разрушения  $G_f$  как

$$\alpha = 1 / \left( \frac{G_f}{\tau_{\max} S_0} - \frac{2}{3} \right). \tag{6}$$

Если общая сила сцепления на поверхности раздела CFRP—бетон превышает максимальное локальное напряжение сцепления, т. е.  $\tau_{\text{int}} > \tau_{\max}$ , то конструктивные характеристики упрочненной железобетонной балки связаны с механизмом разрушения в силу потери сцепления с CFRP.

**2.6. Проверка достоверности конечно-элементной модели.** Для оценки точности разработанной трехмерной конечно-элементной модели выполнили расчет МКЭ двух образцов балки и сравнили экспериментальные и численные результаты: диаграммы нагрузка—прогиб (рис. 4), картины образования трещин и моды разрушения в середине пролета балок на всех шагах нагружения.

В табл. 3 приведены значения расчетной  $P_{u,\text{FEM}}$  и экспериментальной  $P_{u,\text{EXP}}$  предельной нагрузки и механизм разрушения. Видно, что отноше-

Табл. 3

Сравнение предельной нагрузки  $P_u$  и моды разрушения

Балка	$P_u$ , кН		$P_{u,\text{EXP}}/P_{u,\text{FEM}}$	Мода разрушения при анализе МКЭ
	EXP	FEM		
B2	174	170,2	1,02	Сдвиг—растяжение
B2S	225	238,9	0,94	Сдвиг—сжатие

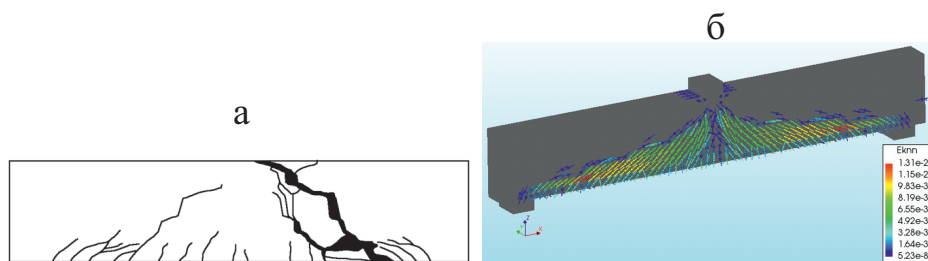


Рис. 5. Сравнение распределения трещин в реальной В2 (а) и смоделированной МКЭ контрольной балке В2-FEM (б).

ния предельных нагрузок  $P_{u,EXP} / P_{u,FEM}$  в балках В2 и В2S хорошо согласуются (различие от 2 до 6%). Кроме того, различие начальной жесткости реальной и смоделированной (в конечных элементах без трещин) балок можно объяснить местоположением на балке датчика перемещения на основе линейного регулируемого дифференциального трансформатора. Точка измерения перемещения в экспериментальной программе находилась на нижней поверхности в центре балки, тогда как прогиб определяли в точке приложения силы. В элементах с трещинами расчетные значения жесткости имели значения больше экспериментальных, что можно объяснить блокировкой напряжений в конкретной модели “размазанных” напряжений [44—46].

Трещины в балке В2 распространялись вдоль продольных арматурных стержней в результате действия изгибных растягивающих напряжений. Этот механизм определялся сдвиговым скольжением вдоль трещины и отсутствием сцепления в силу малого отношения размеров хомутов в балке В2, приводившего к неправильному механизму передачи нагрузки от бетона к стальной арматуре. На последнем этапе разрушения в результате быстрого разрушения бетона при сдвиге и резкой потери несущей способности при прогибе 6 мм в середине пролета образовалась крупная наклонная трещина, как показано на рис. 5 и 6. Этот факт подтверждает способность конечно-элементной модели фиксировать разрушение сдвиг—растяжение, наблюдаемое в эксперименте. Расчетное распределение деформаций в точках интегрирования показано на рис. 6—б. Расчетное распределение напряжений (рис. 6—а) продемонстрировало текучесть

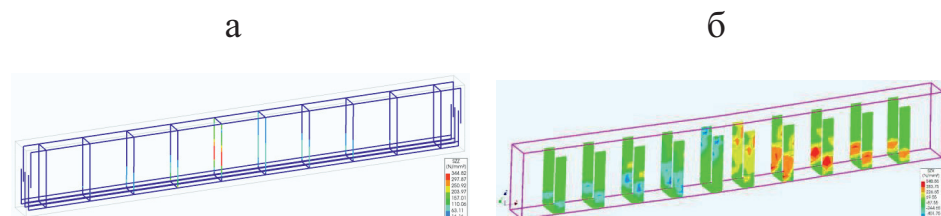


Рис. 6. Распределение напряжений в продольной арматуре и хомутах в направлении Z в балке В2-FEM (а) и листах CFRP в балке В2S-FEM (б).

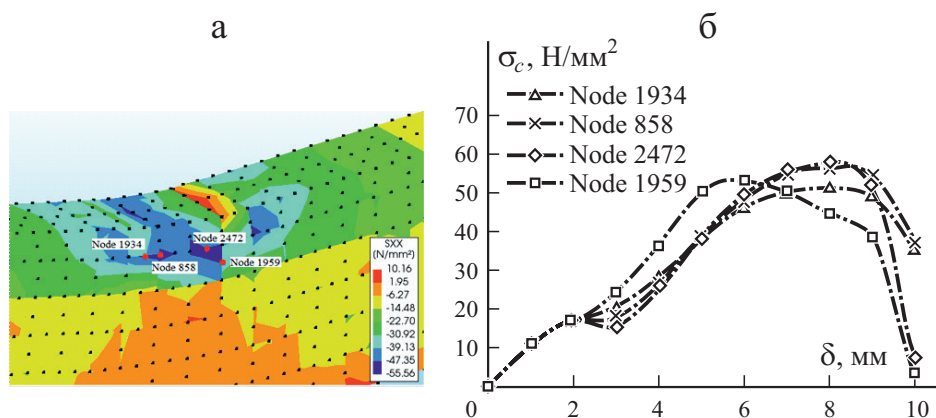


Рис. 7. Распределение напряжений Коши в верхней хорде бетона (а) и зависимости напряжения Коши—перемещение  $\sigma_c$ — $u$  в смоделированной МКЭ балке B2S-FEM (б).

хомутов на стадии разрушения в силу превышения осевым напряжением в направлении  $Z$  предела текучести 290 МПа.

Механизм разрушения, идентифицированный для балки B2S, — сдвиг — сжатие начался с дробления бетона в верхнем поясе и прогрессировал до разрушения или расслоения нескольких U-образных обмоток из CFRP, которые пересекались с трещинами в бетоне. Анализ МКЭ показал, что напряжение Коши  $\sigma_c$  в верхнем поясе бетона в балке B2S превысило прочность бетона при сжатии 39,5 МПа, что демонстрируют данные рис. 7—а, б. Данные рис. 8 также свидетельствуют о тесной связи между концентрацией трещин, образующихся вблизи точки приложения нагрузки на стадии разрушения моделируемой балки B2S-FEM, и картиной трещин в реальной балке на стадии разрушения. Распределение напряжений в U-образных обмотках из CFRP на стадии разрушения (см. рис. 6—б), также свидетельствует о том, что напряжения еще значительно меньше прочности материала. Полученные результаты демонстрируют способность разработанных конечно-элементных моделей предсказывать кон-

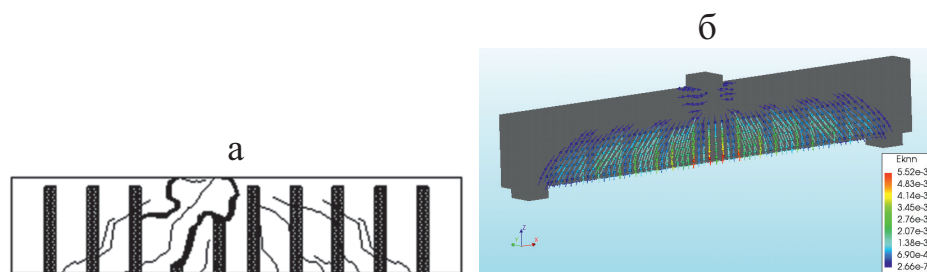


Рис. 8. Распределение трещин в реальной упрочненной балке B2S (а) и балке B2S-FEM, смоделированной МКЭ (б).

струкционные характеристики железобетонных балок с системой упрочнения листами углепластика и без нее.

### 3. Параметрическое исследование

#### 3.1. Влияние количества слоев U-образной обмотки из CFRP.

Для исследования влияния количества слоев U-образной обмотки из углепластика разработали четыре конечно-элементные модели балок B2S-FEM, B2S-L2, B2S-L3 и B2S-L5, упрочненных 1, 2, 3 и 5 слоями CFRP (рис. 9). С увеличением количества слоев U-образной обмотки несущая способность балок возросла по сравнению с контрольной на 40, 42,3, 58,2 и 58,8%. Также можно сделать вывод о том, что увеличение количества слоев U-образной обмотки повышает общую жесткость балки; при этом кривые деформирования балок, упрочненных тремя и пятью слоями U-образной обмотки, практически идентичны.

В разделе 2.6 сделан вывод о том, что разрушение упрочненной балки B2S обусловлено дроблением бетона в зоне сжатия; моды разрушения трех других упрочненных балок идентичны таковому балки B2S. Распределение напряжений в упрочненных балках с разным количеством слоев углепластика показано на рис. 6—б и 10. Эти результаты показывают, что увеличение количества приклеиваемых слоев уменьшает уровень напряжения в балке, сохраняя при этом их максимальную несущую способность. Кроме того, разрушение упрочненных балок началось в бетоне, а не в U-образной обмотке из углепластика. Таким образом, увеличение количества слоев U-образной обмотки также оказало влияние на механизм разрушения упрочненных балок.

**3.2. Влияние прочности бетона при сжатии.** Для оценки влияния прочности бетона при сжатии на сдвиговые характеристики железобетонных балок, упрочненных U-образными обмотками из листов углепластика шириной 50 мм, расположенных на расстоянии 187,5 мм (см.

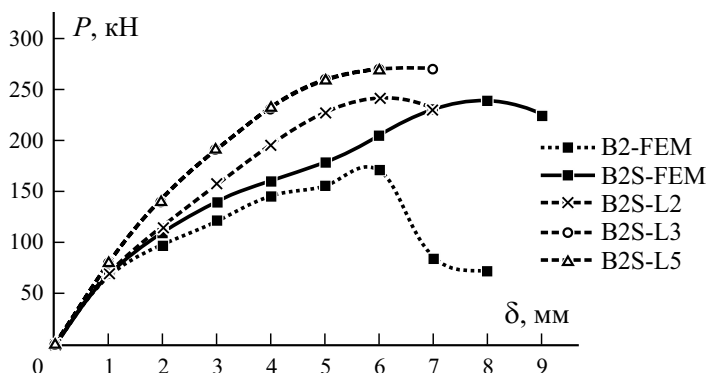


Рис. 9. Кривые нагрузка—прогиб  $P—\delta$  при разном количестве слоев в U-образных обмотках из CFRP.

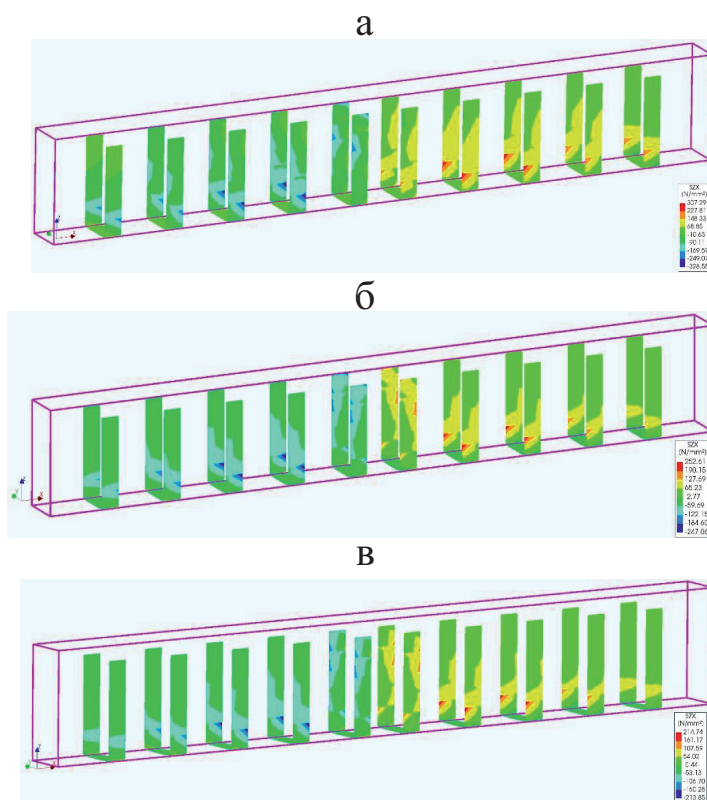


Рис. 10. Распределение напряжений в упрочненных балках с U-образными обмотками из CFRP с 2 (а), 3 (б) и 5 (в) слоями.

рис. 1—б), разработали и изучили четыре конечно-элементные модели. Исследовали четыре балки B2S-FEM, B2S-B35, B2S-B30 и B2S-B25 с прочностью бетона при сжатии 39,5, 35, 30 и 25 МПа соответственно при уменьшении прочности при растяжении с 3,45 до 3,23, 2,91 и 2,58 МПа соответственно.

Расчетные зависимости нагрузка—прогиб  $P-\delta$  балок приведены на рис. 11. Видно, что прочность бетона при сжатии оказывает существенное влияние на сдвиговую реакцию балки и ее несущую способность. Так, несущая способность балки B2S-FEM была на 8,1, 21,9 и 46,1% больше, чем балок B2S-B35, B2S-B30 и B2S-B25 соответственно. Мода разрушения балок — сдвиг—сжатие.

**3.3. Влияние схем сдвигового упрочнения на характеристики железобетонных балок с U-образными обмотками из углепластика** проанализировали с помощью конечно-элементных моделей. Данные рис. 12 иллюстрируют схемы упрочнения железобетонной балки листами углепластика. Для изучения конструктивных и экономических последствий применения выбранных схем упрочнения изготовили листы углепластика одинаковой

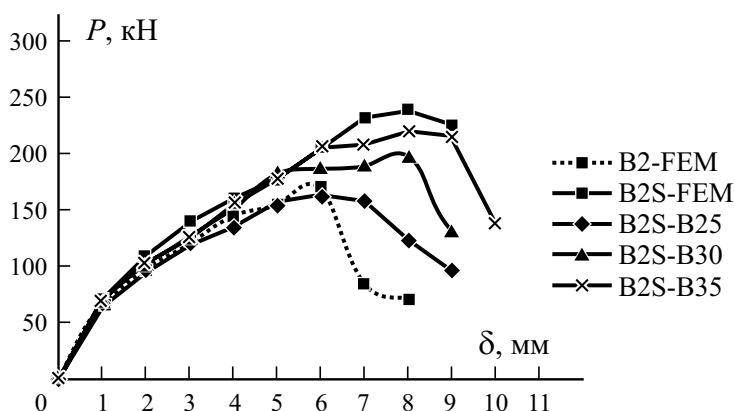


Рис. 11. Влияние прочности бетона при сжатии на сдвиговые характеристики балок.

общей площадью. Все варианты упрочненных балок смоделировали с прочностью бетона при сжатии и стальной арматурой, как в балке B2S.

Балку B2S-C1 упрочнили U-образными обмотками из углепластика, приклеенными снаружи ко всем ее поверхностям под углом  $\pm 45^\circ$  к продольной оси балки. Балку B2S-C2 упрочнили четырьмя U-образными обмотками в пролете сдвига, приклеенными под углом  $\pm 45^\circ$ . Балки B2S-C3 и B2S-C4 упрочнили не только тремя U-образными обмотками, приклеенными под углами  $\pm 45^\circ$  (B2S-C3) и  $90^\circ$  (B2S-C4), но и соединенными горизонтальными листами углепластика для предотвращения возможной потери сцепления. Общая площадь U-образных обмоток из углепластика во всех четырех балках  $0,5 \text{ м}^2$ .

Из данных рис. 13 видно, что наибольшей несущей способностью обладала балка B2S-C1 ( $P_{\max} = 231,2 \text{ кН}$ ), а наименьшей — балка B2S-C4 ( $P_{\max} = 253,4 \text{ кН}$ ). Несущая способность балки B2S-C2 была немного больше, чем балки B2S-C1. Этот результат свидетельствует о влиянии ширины U-образных лент на несущую способность балки. Рекомендуется использовать большое количество U-образных обмоток меньшей ширины вместо небольшого количества обмоток большей ширины: чем больше упрочняющее покрытие сдвигового пролета, тем больше несущая способность при сдвиге. Применение горизонтальных накладок, как в случае наклонных (балка B2S-C3), так и вертикальных (балка B2S-C4) U-образных обмоток из углепластика не только предотвратило возможное преждевременное разрушение балок в силу потери сцепления обмоток с бетоном, наблюдавшееся в экспериментальных исследованиях [10, 47], но и обеспечило наибольшую прочность при сдвиге и пластичность среди всех рассмотренных схем упрочнения листами углепластика.

Распределение деформаций растрескивания, рассчитанное с помощью МКЭ, показало, что все балки с разными стратегиями упрочнения разрушились в силу дробления бетона (рис. 14).

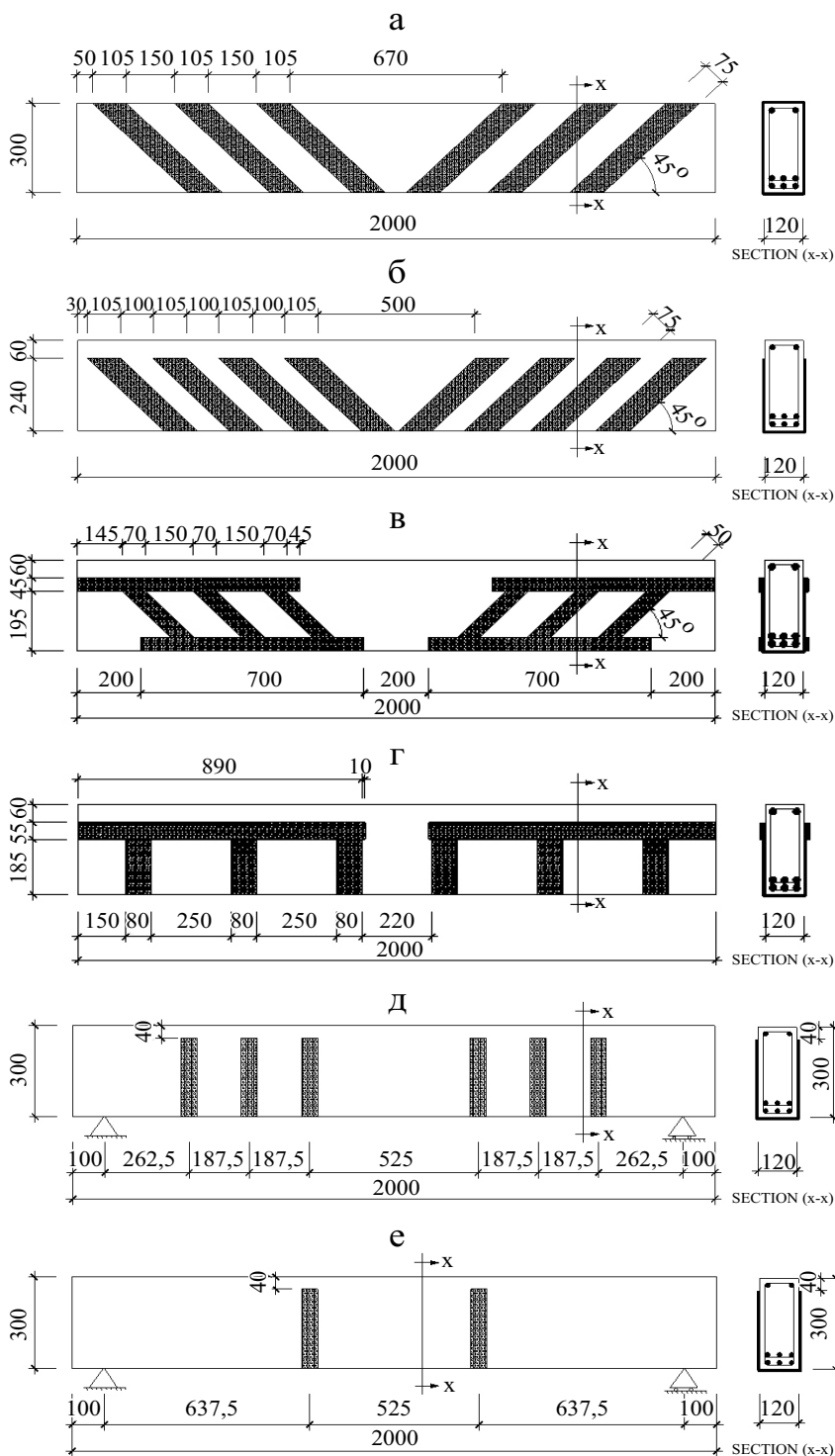


Рис. 12. Разные схемы сдвигового упрочнения балок B2S-C1 (а); B2S-C2 (б); B2S-C3 (в); B2S-C4 (г); B2S-3U (д); B2S-1U (е).

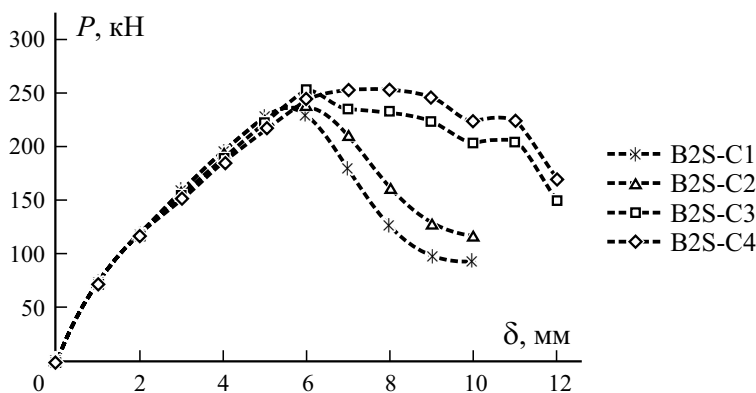


Рис. 13. Кривые нагрузка—перемещение  $P - \delta$  образцов балок с разными схемами сдвигового упрочнения.

**3.4. Влияние количества U-образных обмоток из CFRP** оценили, выполнив конечно-элементное моделирование трех балок. Распределение сдвигового напряжения при разрушении балки B2S-FEM, упрочненной пятью вертикальными U-образными обмотками с каждой стороны сдвигового пролета, приведено на рис. 10—*a*. Балки B2S-1U и B2S-3U упрочнили одной и тремя вертикальными U-образными обмотками с каждой стороны сдвигового пролета соответственно (см. рис. 12—*d*, *e*).

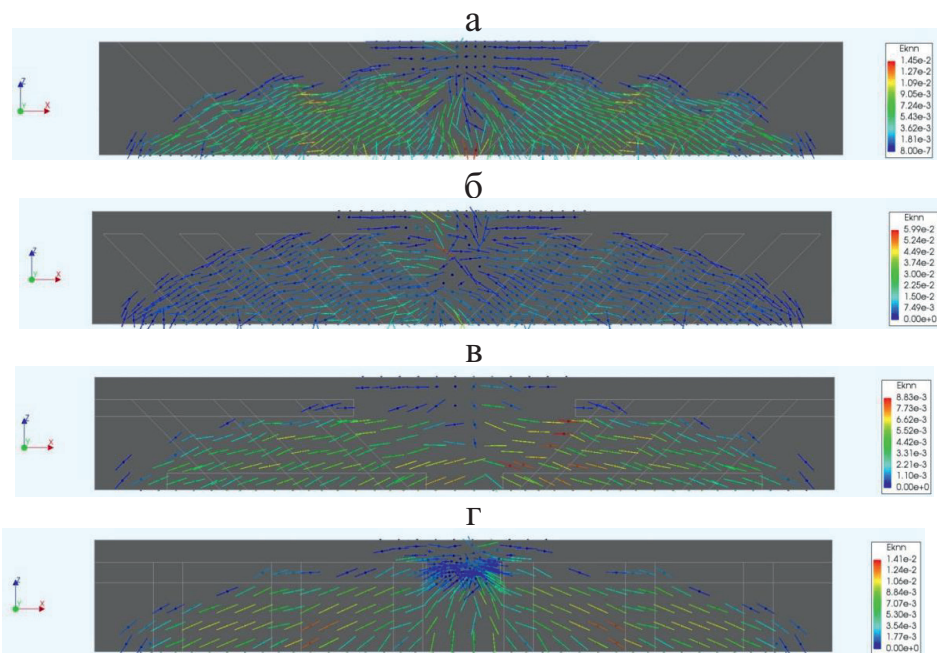


Рис. 14. Распределение трещин в балках B2S-C1 (*a*); B2S-C2 (*б*); B2S-C3 (*в*); B2S-C4 (*г*).



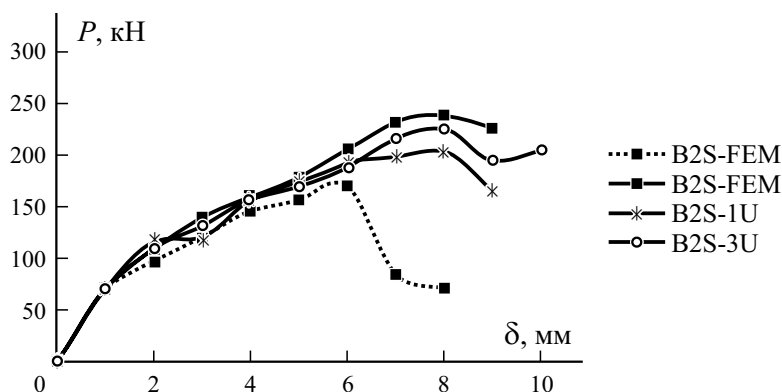


Рис. 15. Кривые нагрузка—перемещение  $P$  —  $\delta$  балок с разным количеством U-образных обмоток в сдвиговом пролете.

Из данных рис. 15 следует, что увеличение несущей способности балок B2S-FEM, B2S-3U и B2S-1U по сравнению с контрольной балкой B2-FEM составило 40, 32,5 и 19,4% соответственно. Видно, что балка B2S-FEM с пятью U-образными обмотками продемонстрировала наибольшую пластичность. Таким образом, можно сделать вывод о том, что помимо повышения несущей способности при сдвиге увеличение количества U-образных обмоток в упрочненных балках также увеличило их пластичность по сравнению с контрольной балкой, продемонстрировавшей моду разрушения сдвиг—растяжение. Однако следует отметить, что при перерезании двух U-образных обмоток в области с наименьшим распределением сдвигового напряжения наблюдали общее увеличение прочности при сдвиге лишь на ~7,5% меньше, чем при использовании пяти листов углепластика.

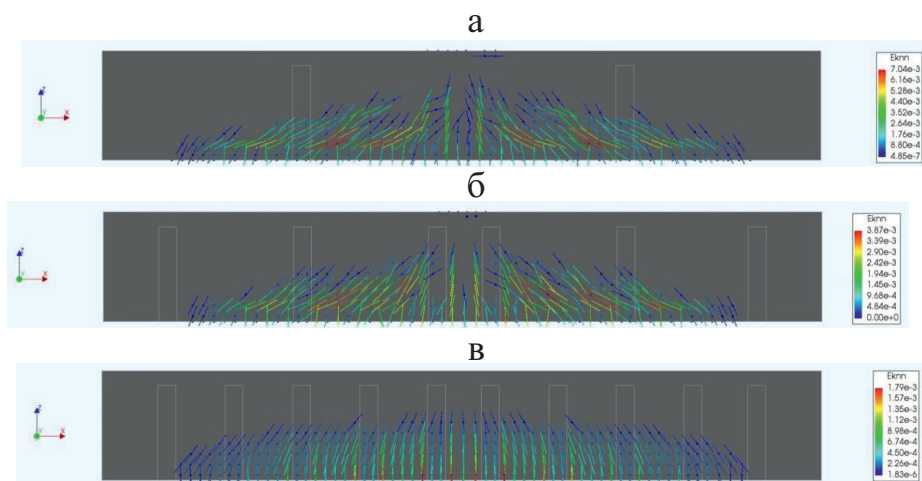


Рис. 16. Распределение деформации трещинообразования в балках B2S-1U (а); B2S-3U (б); B2S-FEM (в).

На рис. 16 показано распределение деформации при действии нагрузки, вызывающей образование трещин, при перемещении на 1 мм. Хотя у всех балок нагрузка, вызывающая растрескивание, близка к 75 кН, распределение деформации свидетельствует о том, что при использовании большего количества U-образных обмоток наклонные и вертикальные трещины, обусловленные изгибающими моментами, имеют тенденцию более равномерного распределения и медленного прорастания.

### Заключение

В настоящей работе представлены результаты применения разработанных конечно-элементных моделей для компьютерного исследования сдвигового поведения железобетонных балок, упрочненных U-образными обмотками из углепластика. Для проверки достоверности результаты конечно-элементных моделей сравнивали с экспериментальными данными по механизмам разрушения, картин растрескивания и несущей способности балок [9]. Установлена хорошая корреляция между расчетными и экспериментальными результатами на всех уровнях приложения нагрузки вплоть до разрушения. Разработанные и проверенные модели затем использовали в проектно-ориентированном параметрическом исследовании для изучения влияния количества слоев в U-образных обмотках, прочности бетона при сжатии, разных схем сдвигового упрочнения и количества U-образных обмоток в сдвиговом пролете на сдвиговое поведение упрочненных балок. Полученные результаты позволяют сделать следующие выводы.

1. Разрушение упрочненных балок обусловлено дроблением бетона в верхней хорде, что является одной из типичных характеристик разрушения сдвиг—сжатие. Увеличение количества слоев в U-образной обмотке с одного до пяти оказало незначительное влияние на характеристики упрочненных балок. Таким образом, увеличение количества слоев U-образной обмотки бесполезно, если упрочненная балка разрушается в результате дробления бетона.

2. Прочность бетона при сжатии оказывает значительное влияние на сдвиговые характеристики балок, упрочненных U-образными обмотками. При изменении прочности бетона при сжатии с 39,5 до 35, 30 и 25 МПа несущая способность при сдвиге и исходная жесткость уменьшались, хотя мода разрушения оставалась неизменной. Это объясняется быстрым разрушением сжатой хорды бетона.

3. Схема приклеивания листов углепластика имела значительное влияние на несущую способность и пластичность упрочненных балок. Схема упрочнения с вертикальными U-образными обмотками в сочетании с горизонтальными накладками рекомендуется для упрочненных железобетонных балок, критических к сдвигу, поскольку она обеспечивает наибольшую несущую способность и пластичность, а также предот-

вращает преждевременное разрушение упрочненной балки в результате расслоения и потери сцепления U-образных обмоток.

4. Как и предполагали, увеличение количества U-образных обмоток, наклеенных на сдвиговой пролет, повышало несущую способность и пластичность упрочненных балок, а также приводило к более равномерному распределению и медленному прорастанию трещин. Согласно результатам МКЭ распределение сдвиговых напряжений в сдвиговом пролете можно использовать для определения правильного распределения U-образных обмоток для достижения сбалансированного компромисса между экономическими и конструктивными преимуществами. Например, при параметрическом анализе установили, что удаление двух U-образных обмоток в сдвиговом пролете привело к потере ~7,5% прочности при сдвиге.

*Конфликт интересов.* Авторы декларируют отсутствие конфликта интересов.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Ombres L. and Trovato A.* FRP-strengthened reinforced concrete beams: a review and the assessment of cracking and deflection models // *Mech. Compos. Mater.* — 2009. — Vol. 45, No. 6. — P. 619—630.
2. *Siddika A., Al Mamun Md. A., Alyousef R., and Amran Y. H. M.* Strengthening of reinforced concrete beams by using fiber-reinforced polymer composites: A review // *J. Build. Eng.* — 2019. — Vol. 25. — P. 100798.
3. *Naser M. Z., Hawileh R. A., and Abdalla J. A.* Fiber-reinforced polymer composites in strengthening reinforced concrete structures: A critical review // *Eng. Struct.* — 2019. — Vol. 198. — P. 109542.
4. *Obaidat Y. T., Heyden S., Dahlblom O., Abu-Farsakh G., and Abdel-Jawad Y.* Retrofitting of reinforced concrete beams using composite laminates // *Constr. Build. Mater.* — 2011. — Vol. 25. — P. 591—597.
5. *Dias S. J. E., Silva J. R. M., and Barros J. A. O.* Flexural and shear strengthening of reinforced concrete beams with a hybrid CFRP solution // *Compos. Struct.* — 2021. — Vol. 256. — P. 113004.
6. *Sayin B.* Behavior of insulated carbon-FRP-strengthened RC beams exposed to fire // *Mech. Compos. Mater.* — 2014. — Vol. 50. — P. 477—490.
7. *Di Tommaso A., Neubauer U., Pantuso A., and Rostasy F. S.* Behavior of adhesively bonded concrete-CFRP joints at low and high temperatures // *Mech. Compos. Mater.* — 2001. — Vol. 37. — P. 327—338.
8. *Aiello M. A., Valente L., and Rizzo A.* Moment redistribution in continuous reinforced concrete beams strengthened with carbon-fiber-reinforced polymer laminates // *Mech. Compos. Mater.* — 2007. — Vol. 43. — P. 453—466.
9. *El-Ghandour A. A.* Experimental and analytical investigation of CFRP flexural and shear strengthening efficiencies of RC beams // *Constr. Build. Mater.* — 2011. — Vol. 25. — P. 1419—1429.

10. *Dong J., Wang Q., and Guan Z.* Structural behaviour of RC beams with external flexural and flexural–shear strengthening by FRP sheets // *Composites: Part B.* — 2013. — Vol. 44. — P. 604–612.
11. *Fu B., Teng J. G., Chen J. F., Chen G. M., and Guo Y. C.* Concrete cover separation in FRP-plated RC beams: Mitigation using FRP U-jackets // *J. Compos. Constr.* — 2017. — Vol. 21. — P. 04016077.
12. *Lavorato D., Bergami A. V., Fiorentino G., Fiore A., Santini S., and Nuti C.* Experimental tests on existing RC beams strengthened in flexure and retrofitted for shear by C-FRP in presence of negative moments // *Int. J. Adv. Struct. Eng.* — 2018. — Vol. 10. — P. 211–232.
13. *Al Rjoub Y. S., Ashteyat A. M., Obaidat Y. T., and Bani-Youniss S.* Shear strengthening of RC beams using near-surface mounted carbon fibre-reinforced polymers // *Aust. J. Struct. Eng.* — 2019. — Vol. 20. — P. 54–62.
14. *Vuković N. K., Jevrić M., and Zejak R.* Experimental analysis of RC elements strengthened with CFRP strips // *Mech. Compos. Mater.* — 2020. — Vol. 56. — P. 75–84.
15. *Lu X. Z., Teng J. G., Ye L. P., and Jiang J. J.* Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete // *Eng. Struct.* — 2005. — Vol. 27. — P. 920–937.
16. *Teng J. G., Yuan H., and Chen J. F.* FRP-to-concrete interfaces between two adjacent cracks: Theoretical model for debonding failure // *Int. J. Solids Struct.* — 2006. — Vol. 43. — P. 5750–5778.
17. *Vasseur L., Matthys S., and Taerwe L.* An analytical study on the bond behaviour between an externally bonded FRP and concrete in the case of continuous beams // *Mech. Compos. Mater.* — 2008. — Vol. 44. — P. 269–278.
18. *Cho D. Y., Park S. K., and Hong S. N.* Bond-slip behavior of CFRP plate-concrete interface // *Mech. Compos. Mater.* — 2011. — Vol. 47. — P. 529–538.
19. *Nguyen N. T. and Nguyen T. K.* An experimental study on the shear capacity of corroded RC beams without shear reinforcement // *J. Sci. Technol. Civil Eng.* — 2021. — Vol. 15. — P. 55–66.
20. *Nguyen N. T. and Nguyen T. K.* Numerical modeling of shear behavior of reinforced concrete beams with stirrups corrosion: Finite element validation and parametric study // *Modern Mechanics and Applications / Eds. N. Tien Khiem et al. — LNME, 2022. — P. 890–904.*
21. *Carolin A. and Täljsten B.* Theoretical study of strengthening for increased shear bearing capacity // *J. Compos. Constr.* — 2005. — Vol. 9. — P. 497–506.
22. *Sas G., Carolin A., and Täljsten B.* A model for predicting the shear bearing capacity of FRP-strengthened beams // *Mech. Compos. Mater.* — 2008. — Vol. 44. — P. 245–256.
23. *Pellegrino C. and Modena C.* An experimentally based analytical model for the shear capacity of FRP-strengthened reinforced concrete beams // *Mech. Compos. Mater.* — 2008. — Vol. 44. — P. 231–244.
24. *Bui L. V. H. and Stitmannathum B.* Prediction of shear contribution for the FRP strengthening systems in RC beams: A simple bonding-based approach // *J. Adv. Concr. Technol.* — 2020. — Vol. 18. — P. 600–617.
25. *Lee J. and Lopez M.* Application of frictional bond-slip model to large-scale FRP-strengthened T-beams with U-wraps // *Int. J. Concr. Struct. Mater.* — 2020. — Vol. 14. — P. 1–15.

26. *El-Maaddawy T. and Chekfeh Y.* Retrofitting of severely shear-damaged concrete T-beams using externally bonded composites and mechanical end anchorage // *J. Compos. Constr.* — 2012. — Vol. 16. — P. 693—704.
27. *Godat A., Qu Z., Lu X. Z., Labossière P., Ye L. P., and Neale K. W.* Size effects for reinforced concrete beams strengthened in shear with CFRP strips // *J. Compos. Constr.* — 2010. — Vol. 14. — P. 260—271.
28. *Kim Y., Ghannoum W. M., and Jirsa J. O.* Shear behavior of full-scale reinforced concrete T-beams strengthened with CFRP strips and anchors // *Constr. Build. Mater.* — 2015. — Vol. 94. — P. 1—9.
29. *Khalifa A. and Nanni A.* Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites // *Cem. Concr. Compos.* — 2000. — Vol. 22. — P. 165—174.
30. *Leung C. K. Y., Chen Z., Lee S., Ng M., Xu M., and Tang J.* Effect of size on the failure of geometrically similar concrete beams strengthened in shear with FRP strips // *J. Compos. Constr.* — 2007. — Vol. 11. — P. 487—496.
31. *Godat A., Labossière P., Neale K. W., and Chaallal O.* Behavior of RC members strengthened in shear with EB FRP: Assessment of models and FE simulation approaches // *Comput. Struct.* — 2012 — Vol. 92—93, — P. 269—282.
32. *Chen G. M., Chen J. F., and Teng J. G.* On the finite element modelling of RC beams shear-strengthened with FRP // *Constr. Build. Mater.* — 2012. — Vol. 32. — P. 13—26.
33. *Haddad R. H. and Obaidat Y. T.* A nonlinear finite element model for shear deficient heat-damaged concrete beams repaired using NSM CFRP strips // *Constr. Build. Mater.* — 2018. — Vol. 170. — P. 314—325.
34. *Hawileh R. A., Abdalla J. A., and Naser M. Z.* Modeling the shear strength of concrete beams reinforced with CFRP bars under unsymmetrical loading // *Mech. Adv. Mater. Struct.* — 2019. — Vol. 26. — P. 1290—1297.
35. ACI 440.2R-17. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, American Concrete Institute, 2017.
36. *Ferreira D. and Manie J.* DIANA Documentation release 10.3, DIANA FEA bv, The Netherlands, 2020.
37. fib Model Code 2010. Fib Model Code for Concrete Structures 2010, Ernst & Sohn, 2013, 434 p.
38. *Nakamura H. and Higai T.* Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete // *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads / Ed. B. P. Shing.* — ASCE, 2001. — P.471—487.
39. *Hordijk D. A. and Reinhardt H. W.* Numerical and experimental investigation into the fatigue behavior of plain concrete // *Exp. Mech.* — 1993. — Vol. 33. — P. 278—285.
40. *Baky H. A., Ebead U. A., and Neale K. W.* Flexural and interfacial behavior of FRP-strengthened reinforced concrete beams // *J. Compos. Constr.* — 2007. — Vol. 11. — P. 629—639.
41. *Zhang S. S. and Teng J. G.* Finite element analysis of end cover separation in RC beams strengthened in flexure with FRP // *Eng. Struct.* — 2014. — Vol. 75. — P. 550—560.
42. *Mohamed O. A. and Khattab R.* Numerical analysis of reinforced concrete beam strengthened with CFRP or GFRP laminates // *Key Eng. Mater.* — 2016. — Vol. 707. — P. 51—59.
43. *Sayin B. and Manisali E.* An Investigation of interfacial stresses in reinforced concrete beams using FRP laminates // *J. Adhesion.* — 2010. — Vol. 86, No. 11. — P. 1132—1157.

44. *Rots J. G.* Smearred and discrete representations of localized fracture // *Int. J. Fract.* — 1991. — Vol. 51. — P. 45—59.

45. *Burnett D. J. and Schreyer H. L.* A mesh objective method for modeling crack propagation using the smeared crack approach // *Int. J. Numer. Methods Eng.* — 2018. — Vol. 117. — P. 574—603.

46. *Alijani-Ardeshir M., Neya B. N., and Ahmadi M.* Comparative study of various smeared crack models for concrete dams // *Gradevinar.* — 2019. — Vol. 71. — P. 305—318.

47. *Saribiyik A., Abodan B., and Balci M. T.* Experimental study on shear strengthening of RC beams with basalt FRP strips using different wrapping methods // *Eng. Sci. Technol.* — 2021. — Vol. 24. — P. 192—204.

Поступила в редакцию 21.09.2021

Окончательный вариант поступил 07.02.2022

Received Sept. 21, 2021 (Feb. 7, 2022)

---