



УДК 624.046.2

Антаков А.Б. – кандидат технических наук, доцент

E-mail: antakof@mail.ru

Антаков И.А. – аспирант

E-mail: igor788@bk.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зелёная, д. 1

Экспериментальные исследования изгибаемых элементов с полимеркомпозитной арматурой

Аннотация

В статье представлены результаты экспериментальных исследований прочности, трещиностойкости нормальных сечений и деформативности изгибаемых элементов, армированных композитной арматурой. В рамках исследования применялись стержни стеклопластиковой и базальтопластиковой арматуры. Для получения теоретических данных использовались методики расчета нормативных документов: США – АСІ 440.1R-06, Евросоюза – fib Bulletin 40 и России – проект СП 63.13330.2012. Представлено сопоставление теоретических и опытных результатов.

Ключевые слова: неметаллическая арматура, прочность нормальных сечений, бетонные конструкции, изгибаемые элементы.

Экспериментально-теоретические исследования бетонных элементов со стеклопластиковой арматурой проводились в СССР и выполнялись в НИИЖБ, ИСиА Госстроя БССР [3]. В настоящее время в России и других странах проводится достаточно большое количество исследований различных конструкций с полимеркомпозитной арматурой [4-8].

Описанные в статье экспериментальные исследования выполняются в рамках диссертационной работы, целью которой является совершенствование методов расчета нормальных сечений, армированных ПКА, по I группе предельных состояний и изгибаемых элементов по II группе предельных состояний. Невозможность использования методик расчета справедливых для железобетонных конструкций связана со специфическими свойствами полимеркомпозитной арматуры (далее ПКА), существенно отличающимися от свойств стальной. Композиты обладают более высокой прочностью на разрыв, относительно низким модулем упругости, линейной зависимостью «напряжения – деформации». На данный момент отечественные нормы проектирования конструкций с применением ПКА находятся в разработке. В связи с этим возникает необходимость исследования напряженно-деформированного состояния и характера разрушения балок, армированных композитами.

Опытными образцами являются бетонные балки сечением 120x220 мм и длиной 1810 мм, армированные стальной (А400), стеклопластиковой (АСП) – ТУ 5769-248-35354501-2007 и базальтопластиковой (АБП) – ТУ 2296-001-60722703-2013 арматурой. В табл. 1 представлены характеристики опытных балок.

Условное обозначение балок: Б1к-6ст – балка № 1 с кратковременным приложением нагрузки, армированная стальной арматурой 2 Ø6 А-400 (сп – АСП, бп – АБП).

Испытания проводились в соответствии с положениями ГОСТ 8829-94. Схема опирания и нагружения: балки свободно оперты по двум сторонам и нагружены сосредоточенными кратковременными нагрузками на расстоянии $L/3$ с каждой стороны от опор (L – расстояние между опорами). На рис. 1 представлена принципиальная схема испытания исследуемых балок. Изменяемые параметры: внешняя нагрузка, прогиб в середине пролета, осадка опор, ширина раскрытия трещин, расстояние между трещинами, высота сжатой зоны, относительные деформации арматуры, сжатого и растянутого бетона.

Таблица 1

Характеристики опытных балок

Вид нагружения	№ серии	Размеры балки, мм	Класс бетона	Армирование
Кратковременное	1	Сечение 120x220, длина 1810	В25	2 Ø12 А-400
				2 Ø8 А-400
				2 Ø6 А-400
	2	- // -	- // -	2 Ø10 АСП
				2 Ø8 АСП
				2 Ø6 АСП
	3	- // -	- // -	2 Ø7 АБП
				2 Ø5 АБП
				2 Ø4 АБП
	4	- // -	- // -	В15
В25				
В30				
5	- // -	- // -	В25	2 Ø6 АСП $\sigma_{sp}=250\text{МПа}$ $\sigma_{sp}=400\text{МПа}$
				2 Ø8 АСП $\sigma_{sp}=250\text{МПа}$ $\sigma_{sp}=400\text{МПа}$
				2 Ø8 АСП $\sigma_{sp}=250\text{МПа}$ $\sigma_{sp}=400\text{МПа}$
Длительное	6	- // -	- // -	2 Ø8 АСП
				2 Ø6 АСП
	7	- // -	- // -	2 Ø7 АБП
				2 Ø5 АБП
	8	- // -	- // -	2 Ø6 АСП $\sigma_{sp}=250\text{МПа}$ $\sigma_{sp}=400\text{МПа}$
				2 Ø8 АСП $\sigma_{sp}=250\text{МПа}$ $\sigma_{sp}=400\text{МПа}$

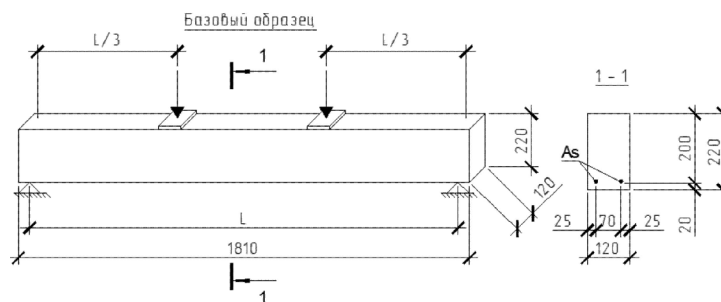


Рис. 1. Схема опирания и нагружения исследуемых балок

На рис. 2 представлены зависимости « $M - f$ » для испытанных опытных образцов. Работа балок с композитной арматурой под нагрузкой характеризуется высокой деформативностью и преимущественно линейной зависимостью « $M - f$ » после образования трещин вплоть до разрушения.

Одним из недостатков конструкций с композитной арматурой, описанных в иностранных нормах ACI 440.1R-06 и fib Bulletin 40, является отсутствие пластического поведения изгибаемых элементов перед разрушением, что вызвано отсутствием у диаграммы «напряжения – деформации» ПКА площадки текучести. По результатам экспериментальных исследований максимальные прогибы балок, армированных ПКА, составили $(1/29-1/46)l_0$. По данным [2] – текучесть стальной арматуры характеризуется относительным прогибом порядка $(1/50)l_0$. Таким образом, достаточно высокая

деформативность балок с композитами является признаком предшествующим разрушению и, следовательно, отсутствие проявлений пластических свойств не является существенным недостатком.

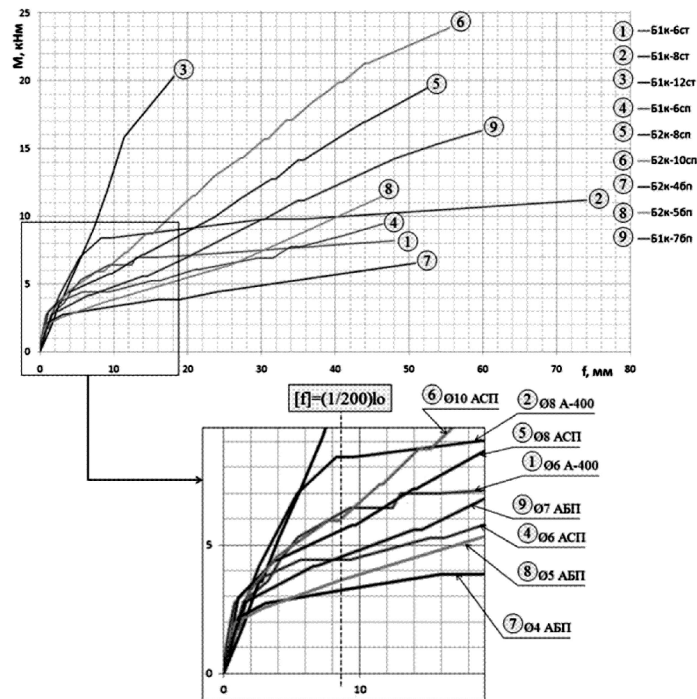


Рис. 2. Свободный график «М – f» по испытанным опытным образцам

Сопоставление теоретических и экспериментальных данных о характере разрушения балок (табл. 2) показало, что критерии принятые в рассмотренных методиках расчета, определяющие вид разрушения изгибаемых элементов, являются неточными. Одной из основных причин неверного определения характера разрушения изгибаемых элементов является занижение величин расчетного сопротивления арматуры, связанное с использованием избыточных коэффициентов надежности, порядка 0,14-0,6.

Наиболее достоверные результаты оценки характера разрушения дает методика АСІ 440.1R-06, где расчетное сопротивление растяжению арматуры определяется только с использованием коэффициента учитывающего условия эксплуатации конструкции. То есть величина расчетного сопротивления арматуры приближенно равна ее фактическому значению.

Таблица 2

Сопоставление теоретических и опытных данных по характеру разрушения балок

Маркировка балок	Диаметр стержней Ø, мм	Характер разрушения балок			
		СП 63.13330.2012	АСІ 440.1R-06	fib Bulletin 40	Экспериментальные данные
Бк-10сп	10	Разрыв арматуры	Разрушение бетона в сжатой зоне Разрыв арматуры	Разрыв арматуры	Разрушение бетона в сжатой зоне
Бк-8сп	8				Продергивание арматуры
Бк-6сп	6				Разрыв арматуры
Бк-76п	7	Разрыв арматуры	Разрыв арматуры	Разрыв арматуры	Разрыв арматуры / одновременно – разрыв арматуры и разрушение бетона в сжатой зоне
Бк-56п	5,3				Разрыв арматуры
Бк-46п	4				

Авторами зафиксирован отсутствующий в нормах характер разрушения балок от продергивания арматуры, что свидетельствует о необходимости в рамках расчета изгибаемых элементов по прочности производить проверку достаточности величины анкеровки.

В табл. 3 приведены теоретические и опытные данные по прочности нормальных сечений балок со стальной арматурой класса А-400 для сопоставления с балками армированными композитами.

Вычисленные величины прочности нормальных сечений по методикам СП 63.13330.2012, ACI 440.1R-06 и fib Bulletin 40 (табл. 4 и 5) имеют различия в результатах от 4,5 % до 46 %.

По результатам испытаний разрушающие усилия балок, армированных АСП, превышают теоретические значения, вычисленные по СП 63.13330.2012, в 2,0-3,7 раза, а балок, армированных АБП, – в 1,522-2,053 раза. Согласно ГОСТ 8829-94 для стальной арматуры, в зависимости от класса, коэффициент безопасности составляет 1,25-1,4, для тяжелого бетона – 1,6. Следовательно, рассматриваемые методики существенно занижают несущую способность нормальных сечений изгибаемых элементов.

Таблица 3

Результаты исследования балок серии 1 – прочность

Маркировка балок	Несущая способность M_u , кН·м		Мехр, кН·м	$\frac{M_{exp}}{M_u^{сп}}$
	СП 52-101-2003	Лира 9.6 – объемная модель	Эксперимент	
Бк-12ст	14,196	19,132	20,333	1,43
Бк-8ст	6,802	10,753	11,172/11,563	1,64/1,7
Бк-6ст	3,929	7,563	8,211/8,1	2,09/2,06

Таблица 4

Результаты исследования балок серии 2 – прочность

Маркировка балок	Несущая способность M_u , кН·м				Мехр, кН·м	$\frac{M_{exp}}{M_u^{сп}}$	
	СП 63.13330.2012	ACI 440.1R-06	fib Bulletin 40	Лира 9.6 – объемная модель			
				Разрушение по бетону*	Разрушение по арматуре		Эксперимент
Бк-10сп	10,64	8,27	12,19	13,686	25,807	21,255/23,908	
Бк-8сп	6,02	4,83	6,62	12,261	16,334	18,32/19,439	3,04/3,23
Бк-6сп	2,55	2,0	2,74	-	9,72	9,44/9,38	3,7/3,68

Таблица 5

Результаты исследования балок серии 3 – прочность

Маркировка балок	Несущая способность M_u , кН·м				Мехр, кН·м	$\frac{M_{exp}}{M_u^{сп}}$	
	СП 63.13330.2012	ACI 440.1R-06	fib Bulletin 40	Лира 9.6 – объемная модель			
				Разрушение по бетону*	Разрушение по арматуре		Эксперимент
Бк-7бп	8,823	6,167	8,446	13,138	15,423	16,311/16,59	
Бк-5бп	5,578	3,968	5,34	12,261	13,915	11,116/11,45	1,993/2,053
Бк-4бп	3,523	2,419	3,307	9,636	10,876	5,363/6,536	1,522/1,855

* – не определен критерий разрушения бетона сжатой зоны в МКЭ.

x/y – величины результатов испытания двух опытных балок.

В табл. 6-8 произведено сопоставление теоретических и экспериментальных значений моментов трещинообразования. У балок с АСП экспериментальные результаты превышают теоретические на 63-82 %, для балок с АБП разброс составляет – 39-6 % (рис. 3).

Таблица 6

Результаты исследования балок серии 1 – момент трещинообразования

Маркировка балок	Момент трещинообразования M_{cr} , кН·м		M^{exp}_{cr} , кН·м
	СП 63.13330.2012		Эксперимент
Бк-12ст	2,25		3,575
Бк-8ст	2,088		3,296 / 4,18
Бк-6ст	2,029		2,57 / 3,156

Таблица 7

Результаты исследования балок серии 2 – момент трещинообразования

Маркировка балок	Момент трещинообразования M_{cr} , кН·м		M^{exp}_{cr} , кН·м
	СП 63.13330.2012	АСИ 440.1R-06	Эксперимент
Бк-10сп	1,985	2,684	3,24
Бк-8сп	1,969	2,684	3,519 / 3,659
Бк-6сп	1,958	2,684	3,296 / 3,435

Таблица 8

Результаты исследования балок серии 3 – момент трещинообразования

Маркировка балок	Момент трещинообразования M_{cr} , кН·м		M^{exp}_{cr} , кН·м
	СП 63.13330.2012	АСИ 440.1R-06	Эксперимент
Бк-7бп	1,977	2,684	2,095
Бк-5бп	1,966	2,684	1,676
Бк-4бп	1,959	2,684	1,201

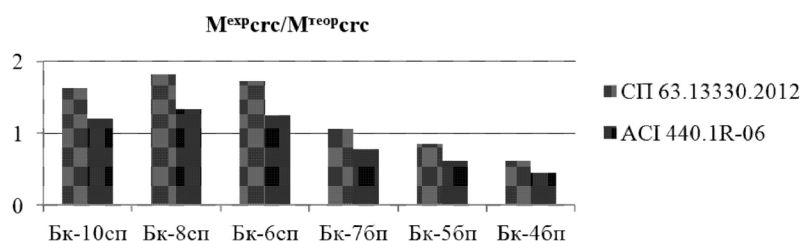


Рис. 3. Графическое сравнение результатов таблиц 7 и 8

В табл. 9 произведено сопоставление теоретических и экспериментальных значений изгибающих моментов и ширины раскрытия трещин при прогибе балок соответствующем предельно допустимому значению – $(1/200)l_0$. У балок с АСП экспериментальные значения усилий превышают теоретические на 20-62 %. Для балок с АБП данная невязка составляет 5-17,5 %.

Таблица 9

Результаты исследования балок серий 1, 2 и 3 – изгибающий момент и ширина раскрытия трещин при прогибе балок $[f]=(1/200)l_0$

№ серии	Маркировка балок	Изгибающий момент M и ширина раскрытия трещин a_{cr} при прогибе балок $f=8,55$ мм $(l_0/200)$					
		СП 63.13330.2012		АСИ 440.1R-06		Эксперимент	
		M , кН·м	a_{cr} , мм	M , кН·м	a_{cr} , мм	M , кН·м	a_{cr} , мм
1	Бк-12ст	-	-	-	-	11,08	0,15
	Бк-8ст	-	-	-	-	8,1	0,5
	Бк-6ст	-	-	-	-	5,58	0,8
2	Бк-10сп	5,718	1,33	5,377	0,79	5,86 / 5,921	0,5
	Бк-8сп	3,94	1,2	4,063	1,08	5,586 / 5,565	0,8
	Бк-6сп	2,59	1,19	2,941	1,86	3,91 / 3,85	1,1
3	Бк-7бп	4,849	1,32	4,565	0,86	4,5	0,5
	Бк-5бп	3,562	1,23	3,75	1,19	3,882 / 3,631	1,1
	Бк-4бп	2,734	1,23	3,205	1,78	3,15	1,35

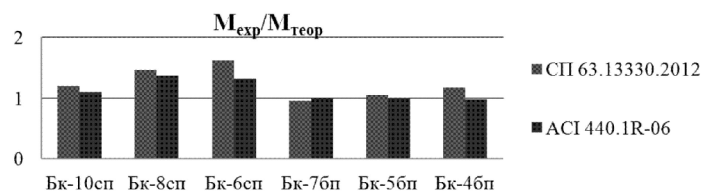


Рис. 4. Графическое сравнение результатов табл. 9

В ближайшее время планируется завершение испытаний образцов серий 5-8 с преднапряженной арматурой и длительным приложением нагрузок.

По результатам анализа экспериментальных и теоретических данных на данном этапе сделаны следующие основные выводы:

1. Методики СП 63.13330.2012, АСІ 440.1R-06 и fib Bulletin 40 занижают несущую способность балок. Опытные величины разрушающих усилий для балок, армированных АСП, превышают теоретическую несущую способность, вычисленную по СП, в 2,0-3,7 раза, армированных АБП – в 1,522-2,053 раза. Это вызвано использованием избыточных коэффициентов надежности, порядка 0,14-0,6. Максимальные прогибы балок, армированных ПКА, составили $(1/29-1/46)l_0$.

2. Занижение расчетного сопротивления растяжению ПКА приводит к неточному определению характера разрушения изгибаемого элемента и перearмированию конструкций.

3. Зафиксирован характер разрушения от продергивания арматуры, что свидетельствует о необходимости в рамках расчета изгибаемых элементов по прочности производить проверку достаточности величины анкеровки.

Список библиографических ссылок

1. Антаков А.Б., Антаков И.А. Анализ нормативных подходов к оценке прочности нормальных сечений изгибаемых элементов, армированных полимеркомпозитной арматурой // Известия КГАСУ, 2014, № 1 (27). – С. 75-80.
2. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкции аварийных и реконструируемых зданий. – Томск, 1990. – 318 с.
3. Фролов Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1980. – 104 с.
4. Соловьев Н.П., Соловьев И.Н. Использование напрягающего бетона при изготовлении бетонных элементов с композитной арматуре // Материалы международной (VII Всероссийской) конференции НАСКР. – Чебоксары, 2012. – С. 107-111.
5. Климов Ю.А. Современная композитная базальтовая арматура для армирования бетонных конструкций // Научно технический сборник «Строительные материалы, изделия и санитарная техника». – Киев, 2010. – С. 16-19.
6. Iman Chitsazan, Mohsen Kobraei, Mohd Zamin Jumaat and Payam Shafiqh. Экспериментальное исследование поведения прочности при изгибе бетонных балок армированных ПКА и сравнение предельного момента нагрузки с АСІ // Журнал гражданского строительства и строительных технологий, Том 1 (2), Декабрь 2010. – С. 27-42.
7. Toutanji, H., and Saafi, M. Поведение изгибаемых бетонных балок, армированных стеклопластиковой арматурой (СПКА) // Строительный журнал АСІ, Том 97, № 5, Сентябрь-Октябрь 2000. – С. 712-719.
8. Denvuid Lau, Hoat Joen Pam. Экспериментальное исследование гибридных бетонных балок армированных FRP // Строительные конструкции, Том. 32, 2010. – С. 3857-3865.

Antakov A.B. – candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: antakof@mail.ru

Antakov I.A. – post-graduate student

E-mail: igor788@bk.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

Experimental studies of flexural members with fiber-reinforced polymer reinforcement

Resume

The article presents the results of experimental studies of strength, crack resistance and deformability of normal sections flexural members with fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcement. The beam specimens were subjected short duration loads. The experimental data were compared with the theoretical. Calculation methods used by guidelines: USA – ACI 440.1R-06, EU – fib Bulletin 40 and Russia – project SP 63.13330.2012.

According to the results of the analysis of the results of some conclusions. Methods SP 63.13330.2012, ACI 440.1R-06 and fib Bulletin 40 understate the ultimate limit state of beams. The experimental values of destructive efforts for beams, reinforced fiberglass reinforcement exceed the theoretical carrying capacity, calculated by SP, in 1,5-3,7 times, reinforced basalt-plastic reinforcement – in 1,522-2,053 times. This is caused by using excessive safety factors, 0,14-0,6 order. Understatement design resistance tensile FRP leads to an inaccurate definition of modes of flexural failure and over-reinforced structures. The maximum deflections of beams reinforced by FRP were $(1/29-1/46) l_0$. The fixed modes of flexural of pulling reinforcement indicates the need within the calculation of flexural members of strength a sufficient value of make check of anchoring.

The findings suggest about the possibility, the need to improve methods of calculation: corrections safety factors and calculated equations.

Keywords: non-metallic fitting, strength of normal sections, concrete structures, flexural members.

Reference list

1. Antakov A.B., Antakov I.A. Analysis of normative approaches to strength assessment of normal section bending members with fiber-reinforced polymer reinforcement // News of the KSUAE, 2014, № 1 (27). – P. 75-80.
2. Mal'ganov A.I., Plevkov V.S., Polischuk A.I. Restoration and strengthening of building constructions emergency and renovated buildings. – Tomsk, 1990. – 318 p.
3. Frolov N.P. Fiberglass rebar and concrete with fiberglass rebar structures. – M.: Stroyizdat, 1980. – 104 p.
4. Solovev N.P., Solovev I.N. The use of self-stressing concrete in the manufacture of concrete members with composite reinforcement // Materials of the international (VII all-Russian) conference NASKR. – Cheboksary, 2012. – P. 107-111.
5. Klimov Yu.A. Modern composite basalt rebar for reinforced concrete structures // Scientific technical collection «Construction materials and sanitary equipment». – Kiev, 2010. – P. 16-19.
6. Iman Chitsazan, Mohsen Kobraei, Mohd Zamin Jumaat and Payam Shafigh. An experimental study on the flexural behavior of FRP RC beams and a comparison of the ultimate moment capacity with ACI // Journal of Civil Engineering and Construction Technology, Vol. 1 (2), December 2010. – P. 27-42.
7. Toutanji, H., and Saafi, M. Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) Bars // ACI Structural Journal, Vol. 97, № 5, Sept.-Oct. 2000. – P. 712-719.
8. Denvid Lau, Hoat Joen Pam. Experimental study of hybrid FRP reinforced concrete beams // Engineering Structures, Vol. 32, 2010. – P. 3857-3865.