

ИСПЫТАНИЯ БАЛОЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ВЫСОКОПРОЧНЫХ БЕТОНОВ И СТАЛЕФИБРОБЕТОНОВ

STRENGTH ASSESSMENT OF HIGH- PERFORMANCE CONCRETE AND FIBER CONCRETE BEAMS

Д. В. КОНИН, канд. техн. наук

А. С. КРЫЛОВ

Представлены результаты испытаний балочных конструкций с применением высокопрочных бетонов и сталефибробетонов. Оценена эффективность применения прямой стальной фибры в изгибаемых конструкциях. Описан характер разрушения моделей. Приведены результаты измерений вертикальных перемещений и ширины раскрытия трещин; выполнено сравнение с нормируемыми величинами. Представлены графики напряжений и деформаций в арматуре и бетоне моделей, отмечены их особенности. Дана оценка существующих методик расчета изгибаемых железобетонных конструкций из высокопрочного бетона по первой группе предельных состояний. Отмечены особенности трещинообразования и разрушения моделей из высокопрочных бетонов.

The results of testing high-strength concrete beam models and composite steel and concrete beam models are presented. The efficiency of application of a straight steel fiber in bent constructions is given. The nature of fracture of the models is described. The results for vertical displacements and widths of cracks are given; comparison with normal values is made. Graphics of stresses and strains in the reinforcement bars and in the concrete of models are presented, their peculiarities are noted. The estimation of existing methods of calculating bending reinforced concrete structures on the first and second group of limit states is done. Features of crack formation and failure patterns of high-strength concrete are given.

Ключевые слова:

Высокопрочный бетон, напряжения, относительные деформации, расчет по нормам, сталежелезобетон, сталефибробетон, трещиностойкость, ширина раскрытия трещин

Key words:

Calculation standards, crack resistance, crack width, fiber concrete, high performance concrete, strain, stress

Увеличение этажности в современном высотном строительстве требует от проектировщиков внедрения новых строительных технологий и материалов. Одним из наиболее перспективных решений является применение композитных конструкций из сталежелезобетона, сочетающих в себе все плюсы стальных прокатных элементов и железобетона и позволяющих существенно увеличить полезную площадь жилых и общественных помещений в высотных комплексах. Стимулом для более интенсивного использования при проектировании сталежелезобетонных конструкций должен стать выпуск нового СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования», а также соответствующего Руководства с примерами расчетов.

В последнее время все большую популярность набирают высокопрочные бетоны, отвечающие современным требованиям и позволяющие расширить возможности строительной отрасли. Большое внимание уделяется исследованиям строительных материалов с повышенными прочностными и деформативными характеристиками. На настоящий момент проведены исследования по разработке высокоподвижных или самоуплотняющихся смесей для получения сверхвысокопрочного самоуплотняющегося фибробетона класса по прочности на сжатие выше В100 [1]. Проведена оценка эффективности данного материала в конструкциях, работающих на внецентренное сжатие [11], оценены особенности работы данного бетона на поверхности контакта «сталь - бетон» [12]. Удобукладываемость материала, описанного в [1], а также его повышенные прочностные и деформационные характеристики делают привлекательным его применение в монолитном строительстве, в том числе для балок перекрытий. Этому посвящено настоящее исследование. При подготовке к эксперименту были изучены аналогичные статьи, посвященные различным исследованиям конструкций, работающим на изгиб [13, 14].

В 2015 г. группой специалистов ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко был выполнен комплекс испытаний сталежелезобетонных конструкций для строительства высотного здания. Модели балочных конструкций изготавливали в макетной мастерской ЦНИИСКА, бетон и сталефибробетон – в Лаборатории «Химических добавок и модифицированных бетонов» НИИЖБ под руководством С. С. Каприелова и И. А. Чилина. В рамках исследовательской работы были испытаны 12 моделей из высокопрочного бетона и 12 моделей из высокопрочного фибробетона. Модели выполнены прямоугольного поперечного сечения 200×150 мм длиной 1,5 м. Подробное описание моделей приведено в [2]. Основные параметры моделей приведены в табл. 1, общие виды поперечных сечений – на рисунках 1 – 3.

Таблица 1

Характеристика моделей

Группа моделей	Число моделей	Материал	Класс бетона по прочности на сжатие	Коэффициент фибрового армирования по объему μ_{fv}	μ , % армирования
Б1	3	Бетон	B90	-	1,9
Б2	3	Фибробетон	B130	0,023	1,9
Б3	3	Фибробетон	B130	0,023	-
Б4	3	Бетон	B90	-	9,13
Б5	3	Бетон	B75	-	9,13
Б6	3	Бетон	B90	-	7,79
Б7	3	Фибробетон	B100	0,023	1,9
Б8	3	Фибробетон	B100	0,023	-

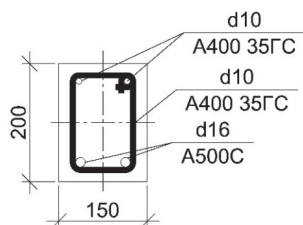


Рис. 1. Поперечное сечение моделей группы Б1, Б2, Б7

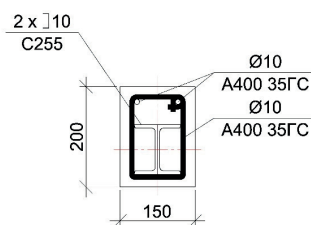


Рис. 2. Поперечное сечение моделей группы Б4, Б5, Б6

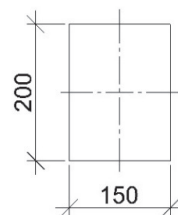


Рис. 3. Поперечное сечение моделей группы Б3, Б8

В рамках настоящей статьи остановимся на рассмотрении моделей балок без стального сердечника – Б1, Б2, Б7, Б3, Б8.

Для получения картины относительных деформаций во время эксперимента, на модели были установлены тензорезисторы. На рис. 4 показана установка датчика на стержневую арматуру. Схемы размещения датчиков приведены на рис. 5.

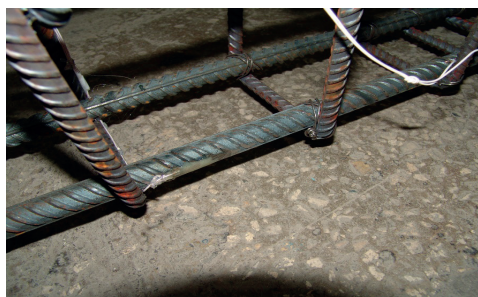


Рис. 4. Зачистка поверхности, установка тензорезистора, защита эпоксидной смолой

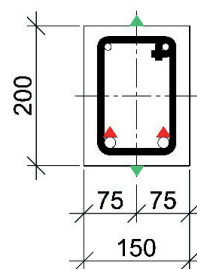


Рис. 5. Схема установки тензорезисторов

Все модели были испытаны на чистый изгиб (рис. 6). Опирающие модели – шарнирное (рис. 7). Распределение усилия гидравлического пресса между двумя точками обеспечивалось посредством стальной двутавровой траверсы.

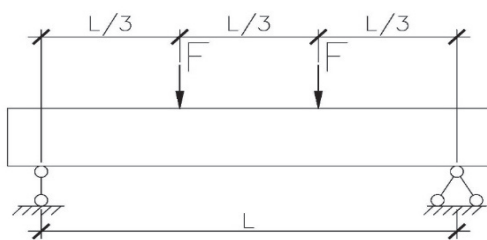


Рис. 6. Схема приложения нагрузок на модели



Рис. 7. Инвентарная шарнирно-подвижная опора

Прочностные характеристики бетона контролировались в возрасте 28 суток и на момент испытания моделей, для чего было подготовлено по три образца – куба со стороной 10 см для каждой партии бетонирования. Результаты испытания кубов согласно [3] представлены в табл. 2.

Таблица 2

Результаты испытаний образцов – кубов

Группа моделей	Кубиковая прочность бетона при сжатии в возрасте 28 суток, МПа	Кубиковая прочность бетона при сжатии на момент испытания, МПа
Б1	103,6	112,8
Б2	152,4	158,6
Б7	112,4	114,0
Б3	149,6	157,4
Б8	119,2	123,0

Испытание всех моделей проведено в соответствии с положениями [4]. Последовательность произведенных испытаний описана в [2].

При подготовке к испытаниям вычислены величины предельных изгибающих моментов, которые могут быть восприняты сечением моделей согласно [5 – 8]. Результаты вычислений и фактические предельные моменты, соответствующие разрушающей нагрузке, приведены в табл. 3.

Таблица 3

Предельные изгибающие моменты

Группа моделей	$M_{\text{разр, эксперим}} \text{ (среднее для группы)}$	Для моделей из высокопрочного бетона – по [7], для моделей из высокопрочного фибробетона – по [5]		Для моделей из высокопрочного фибробетона – по [6]	
		$M_{\text{теор.пред}}$	Отклонение от эксперимента (среднее для группы)	$M_{\text{теор.пред}}$	Отклонение от эксперимента (среднее для группы)
	кНм	кНм	%	кНм	%
Б1	53.57	49.11	8.3	-	-
Б2	63.27	62.72	0.5	56.99	9.6
Б3	19.20	25.65	-34.1	-	-
Б7	52.84	60.59	-14.8	50.56	4.2
Б8	13.26	25.23	-90.4	-	-

Из табл. 3 видно, что наилучшая сходимость теоретических расчетов с экспериментальными данными достигнута для моделей, выполненных с применением стержневой арматуры (как при расчетах по действующим нормам [5, 7], так и по разрабатываемым [6]). Наибольшие отклонения получены при расчете по [5] для балок, имеющих только дисперсное армирование. Вероятная причина – использование относительно короткой фибры длиной 13 мм прямого профиля, в то время как для конструкций, работающих на изгиб, рекомендована волновая или анкерная фибра. Преднапряжение фибробетона, выполненное для моделей Б7 и Б8, не оказало положительного эффекта на несущую способность моделей. Таким образом, рассматриваемый тип фибры (стальная фибра прямого профиля длиной 13 мм) не вносит существенный вклад в несущую способность изгибаемых элементов. Уместно отметить, что использование в расчетах соотношений из [6] дает небольшие запасы по несущей способности элементов (до 9,6%), соотношения из [5], напротив, показывают результаты, превосходящие данные эксперимента, что недопустимо для реальных конструкций.

Процесс разрушения моделей всех групп характеризовался возникновением большого числа вертикальных и наклонных трещин. Момент трещинообразования зафиксирован при величине 20, 27 и 26% от разрушающей нагрузки для групп моделей Б1, Б2, Б7 соответственно. Таким образом, модели с применением фибробетона обладают несколько повышенной трещиностойкостью по сравнению с моделями, выполненными из высокопрочного бетона.

Разрушение моделей группы Б1, выполненных из высокопрочного бетона, происходило вследствие скола бетона сжатой зоны (рис. 8, а); моделей группы Б2, выполненных из высокопрочного фибробетона, – вследствие разрыва растянутой арматуры (рис. 8, б); моделей группы Б7, выполненных из высокопрочного фибробетона с самоупрежением, – вследствие смятия бетона сжатой зоны, но без разрывов арматуры и без сколов бетона (рис. 8, в). Для всех моделей отмечено, что перед потерей несущей способности напряжения в растянутой арматуре достигали предела текучести.



Рис. 8. Характерное разрушение моделей группы: а – Б1; б – Б2; в – Б7

По результатам испытаний построены графики вертикальных перемещений моделей под нагрузкой (рис. 9) и диаграммы, иллюстрирующие ширину раскрытия трещин на каждой ступени нагружения (рис. 10 – для моделей Б1, Б2, Б7; рис. 11 – для моделей Б3, Б8).

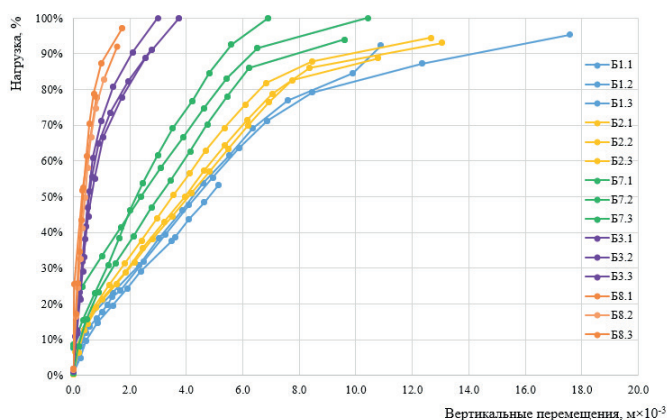


Рис. 9. Вертикальные перемещения моделей

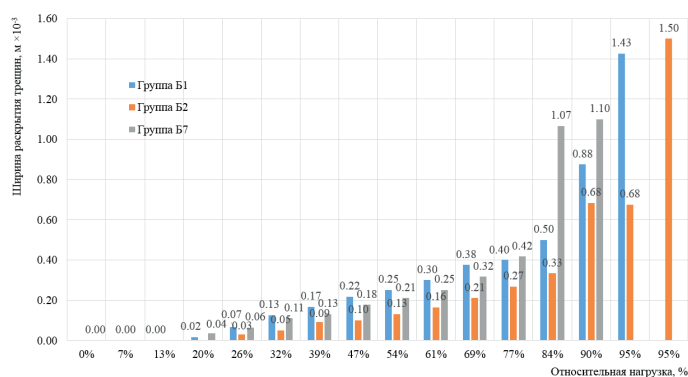


Рис. 10. Ширина раскрытия трещин в моделях Б1, Б2, Б7 по ступеням нагружения

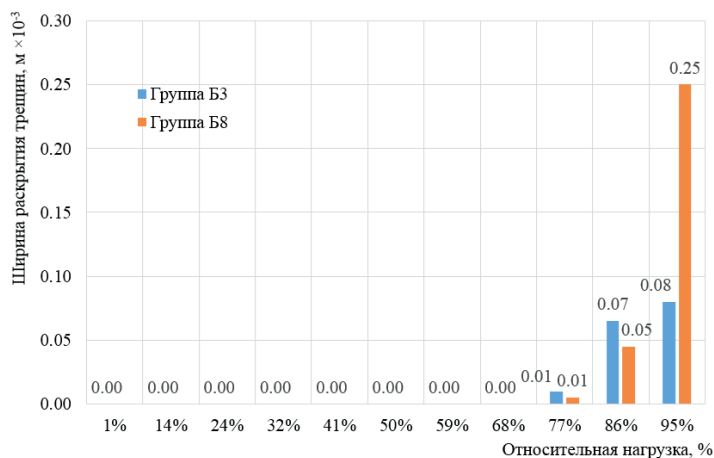


Рис. 11. Ширина раскрытия трещин в моделях Б3, Б8 по ступеням нагружения

Максимальные перемещения моделей на момент разрушения приведены в табл. 6. Наибольшие вертикальные перемещения зафиксированы для моделей группы Б1 – 14,28 мм, что составляет 1/98 величины пролета балки. Для моделей, имеющих только дисперсное армирование, характерны малые вертикальные перемещения.

Таблица 6

Максимальные перемещения моделей

Группа моделей	Перемещение, $\text{мм} \times 10^{-3}$	Перемещение по отношению к пролету балки
Б1	14,28	$L/98$
Б2	12,48	$L/112$
Б7	9,11	$L/154$
Б3	3,19	$L/438$
Б8	1,66	$L/846$

По результатам обработки показаний тензорезисторов построены графики напряжений и деформаций, возникающих в стержневой арматуре и бетонной части моделей, зависимости приведены на рисунках 12 – 15.

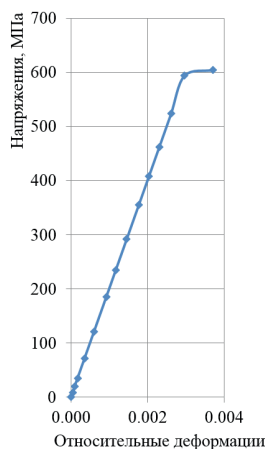


Рис. 12. Зависимость напряжений от относительных деформаций для стержневой арматуры моделей группы Б2

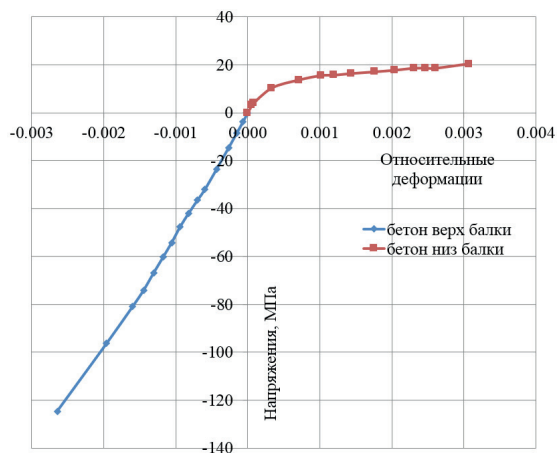


Рис. 13. Зависимость напряжений от относительных деформаций для бетона моделей группы Б2

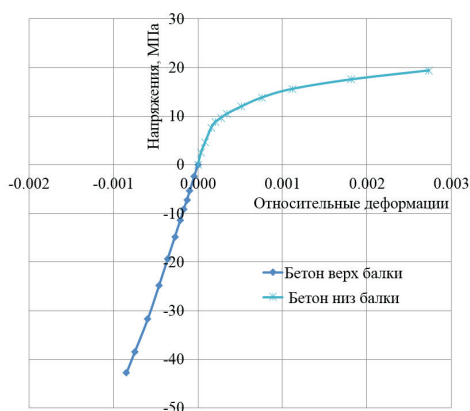


Рис. 14. Зависимость напряжений от относительных деформаций для бетона моделей группы Б3

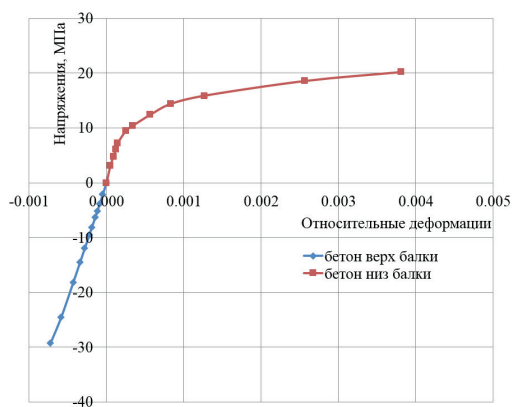


Рис. 15. Зависимость напряжений от относительных деформаций для бетона моделей группы Б8

На рис. 12 четко прослеживается предел текучести арматуры – от 600 до 620 МПа, что полностью совпадает с результатами испытаний образцов арматурных стержней на растяжение – 616 МПа. Экспериментально полученные величины относительных деформаций сжатия (см. рис. 13) для моделей со стержневой арматурой Б1, Б2, Б7 несколько превышают соответствующие значения, нормированные в [7] и приведенные в [9, 10]. Это объясняется тем, что бетон находится в сложном напряженном

состоянии вследствие наличия продольного и поперечного армирования. Предельные относительные деформации растяжения по результатам эксперимента (см. рис. 13) также превышают величины, указанные в [7]. Это вызвано наличием большого количества трещин в растянутой зоне бетона, часть из которых оказывается в пределах измерительной базы тензометрического датчика.

Сравнение полученных величин относительных деформаций на момент разрушения моделей и значений, указанных в [5, 6, 7, 9, 10], приведено в табл. 7.

Таблица 7

Предельные относительные деформации бетона моделей

Группа моделей	Эксперимент		Нормируемые по [5, 6, 7]		Экспериментальные по [9, 10]		Ср. отклонение от [5, 6, 7], %	Ср. отклонение от [9, 10], %
	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Растяжение	Сжатие	Сжатие
Б1,1	3,39E-03	3,81E-03	0,00297	0,00015	0,00254	0,00048	-15,5	-34,9
Б1,2	-	-						
Б1,3	3,47E-03	5,09E-04						
Б2,1	2,78E-03	3,81E-03	0,00262	0,00015 - для бетона-матрицы (0,01...0,02*)	0,00327	0,00300	-10,0	11,8
Б2,2	3,22E-03	3,05E-03						
Б2,3	2,64E-03	3,07E-03						
Б7,1	3,49E-03	-	0,00280	0,00015 - для бетона-матрицы (0,01...0,02*)	0,00327	0,00300	-2,3	12,3
Б7,2	3,81E-03	-						
Б7,3	1,30E-03	2,32E-03						
Б3,1	9,80E-04	2,99E-03	0,00262	0,00015 - для бетона-матрицы (0,01...0,02*)	0,00327	0,00300	66,9	73,5
Б3,2	7,79E-04	2,23E-03						
Б3,3	8,41E-04	2,45E-03						
Б8,1	5,23E-04	1,91E-03	0,00280	0,00015 - для бетона-матрицы (0,01...0,02*)	0,00327	0,00300	79,8	82,7
Б8,2	7,25E-04	3,81E-03						
Б8,3	4,50E-04	-						

* Величина требует уточнения при испытаниях по определению остаточного сопротивления сталефибробетона осевому растяжению,

Выводы

1. Проведен комплекс работ по изучению работы изгибаемых конструкций, выполненных из железобетона, сталежелезобетона и сталефибробетона. Испытаны 9 моделей со стержневой арматурой, 9 моделей с жесткой арматурой и 6 моделей, имеющих только дисперсное армирование, выполненных из высокопрочного бетона и сталефибробетона (в том числе с самоупрочнением) класса по прочности на сжатие В75...В130.

2. Поведение железобетонных конструкций со стержневой арматурой с применением высокопрочного бетона и сталефибробетона при расчетах по первой группе предельных состояний удовлетворительно описывается представленными в [6, 7]

методиками расчета: расхождение теоретических и экспериментальных величин не превышает 8,5 % при расчетах по [7] и 10% – по [6].

3. Для сталежелезобетонных балок с применением высокопрочных бетонов расхождение данных экспериментальных и теоретических по СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» не превышает 8% [2].

4. Процесс разрушения моделей всех групп характеризовался возникновением большого числа вертикальных и наклонных трещин. Момент трещинообразования зафиксирован на отметке 20, 27 и 26% от разрушающей нагрузки для групп моделей Б1, Б2, Б7 соответственно. Для моделей с применением высокопрочного фибробетона отмечена повышенная трещиностойкость по сравнению с моделями, выполненными из высокопрочного бетона.

5. Характер разрушения моделей со стержневой арматурой: выполненных из высокопрочного бетона – вследствие скола бетона сжатой зоны; выполненных из высокопрочного фибробетона – вследствие разрыва растянутой арматуры; выполненных из высокопрочного фибробетона с самонапряжением – вследствие смятия бетона сжатой зоны, но без разрывов арматуры и без сколов бетона.

6. Модели, имеющие только дисперсное армирование, разрушались внезапно, при этом трещинообразование почти отсутствовало.

7. Экспериментально полученные величины относительных деформаций сжатия для моделей со стержневой арматурой несколько превышают соответствующие значения, нормированные в [7] и приведенные в [9, 10]. Это объясняется тем, что бетон находится в сложном напряженном состоянии из-за наличия продольного и поперечного армирования. Предельные относительные деформации растяжения по результатам эксперимента также превышают величины, указанные в [7]. Это вызвано наличием большого количества трещин в растянутой зоне бетона, часть из которых оказывается в пределах измерительной базы тензометрического датчика.

8. Анализ перемещений моделей под нагрузкой и раскрытия трещин по ступеням нагружения показал отсутствие резких скачков и перепадов для балок со стержневой арматурой. Для моделей, имеющих только дисперсное армирование, образование и быстрое раскрытие трещин происходило непосредственно перед разрушением.

9. Обобщая результаты испытания моделей с одним только дисперсным армированием (стальная фибра прямого профиля длиной 13 мм), можно заключить, что в отношении несущей способности изгибаемого элемента ее применение не очень эффективно. Для этой цели следует использовать другие виды фибры – анкерную, волнистую. Однако в этом случае теряется основное преимущество примененного материала: удобоукладываемость – наличие высокой подвижности (расплыв стандартного конуса – в диапазоне 70 ... 75 см) и повышенной связности – нерасслаиваемости [1], позволяющие относить материал к категории самоуплотняющихся. Использование других видов дисперсного армирования приводит еще и к удорожанию изделия и влияет на экономическую составляющую производства.

В то же время применение рассмотренного в работе сталефибробетона позволяет уменьшить ширину раскрытия трещин по сравнению с аналогичными элементами, выполненными из высокопрочного бетона, от 1,5 до 2 раз, что необходимо в определенных отраслях строительной индустрии.

Библиографический список

1. Каприелов С. С., Чилин И. А. Сверхвысокопрочный самоуплотняющийся фибробетон для монолитных конструкций // Строительные материалы. 2013. № 7. С. 28-30.
2. Травуш В. И., Конин Д. В., Крылов А. С., Каприелов С. С., Чилин И. А. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на изгиб // Строительство и реконструкция. 2017. №4 (72). С. 63-71.
3. ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
4. ГОСТ 8829-94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.
5. СП 52-104-2006*. Сталефибробетонные конструкции.
6. СП XXX (проект). Конструкции сталефибробетонные. Правила проектирования. Первая редакция.
7. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.
8. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.
9. Ромкин Д. С. Влияние возраста высокопрочного бетона на его физико-механические и реологические свойства. Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Ромкин Денис Сергеевич. М., 2007.
10. Мишина А. В. Влияние возраста высокопрочного сталефибробетона на его физико-механические и реологические свойства. Дисс.... канд. техн. наук: 05.23.01 / Мишина Александра Васильевна. М., 2013.
11. Травуш В. И., Конин Д. В., Рожкова Л.С., Крылов А. С., Каприелов С. С., Чилин И. А., Мартыросян А. С., Фимкин А. И. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на внецентренное сжатие // Academia. Архитектура и строительство. 2016. №3. С. 127-135.
12. Травуш В. И., Каприелов С. С., Конин Д. В., Крылов А. С., Кашеварова Г. Г., Чилин И. А. Определение несущей способности на сдвиг контактной поверхности «сталь - бетон» в сталежелезобетонных конструкциях для бетонов различной прочности на сжатие и фибробетона // Строительство и реконструкция. 2016. №4 (66). С. 45-55.

13. Крылов С. Б., Арленинов П. Д. Инженерный подход к решению задачи об изгибе упруго-ползучего стержня // Строительная механика и расчет сооружений. 2013. №2 (247). С. 6-9.

14. Крылов С. Б., Арленинов П. Д. Уравнение изгиба стержня при кусочно-линейном законе деформирования ползучего материала // Строительная механика и расчет сооружений. 2013. №3 (248). С. 9-11.

Авторы:

Денис Владимирович КОНИН, канд. техн. наук, заведующий сектором ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Denis KONIN, Ph.D. in Engineering, Chief manager of Sector, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: konden@inbox.ru

Алексей Сергеевич КРЫЛОВ, старший научный сотрудник ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко АО «НИЦ «Строительство», Москва

Alexey KRYLOV, researcher, TSNIISK named after V. A. Koucherenko, JSC Research Center of Construction, Moscow

e-mail: kryl07@mail.ru

тел.: +7 (919) 723-05-71