

Мкртчян Аксель Мгерович

Ростовский государственный строительный университет, кафедра ЖБиКК
Аспирант

Mkrtchyan Aksel Mher

Rostov State University of Civil Engineering

Postgraduate student

E-Mail: Aksel555@engineer.com

Маилян Дмитрий Рафалович

Ростовский государственный строительный университет, кафедра ЖБиКК

Заведующий кафедрой ЖБиКК

Доктор технических наук, профессор

Mailyan Dmitry Rafael

Rostov State University of Civil Engineering

Head of reinforced concrete and masonry structures department

05.23.01 Строительные конструкции, здания и сооружения

Влияние разных факторов на работу железобетонных колонн из высокопрочных бетонов

The influence of various factors on the work of reinforced concrete columns of high-strength concrete

Аннотация: В статье приводятся результаты выполненного авторами экспериментального исследования железобетонных колонн из высокопрочного бетона класса В 87 и В 109. Так, указаны прочностные и деформационные характеристики, а так же трещиностойкость конструкции. Сделан анализ и даны выводы по влиянию разных факторов на работу колонн.

Abstract: The paper presents the results of performed by the authors experimental study of reinforced concrete columns of high-strength concrete class B 87 and B 109. Thus, these strength and deformation characteristics, as well as crack resistant design. The analysis and conclusions da us on the influence of various factors on the work of the columns.

Ключевые слова: Высокопрочный бетон; физический эксперимент; несущая способность; трещиностойкость; предельные деформации; гибкие железобетонные колонны; относительный эксцентриситет.

Key words: High-strength concrete; physical experiment; carrying capacity; fracture; limit deformation; flexible reinforced concrete columns; the relative eccentricity.

Тенденция развития высокоэтажного строительство ставит перед учёными новые задачи использование в строительстве современных эффективных материалов. Высокопрочный бетон использование, которого в железобетонных конструкция, а именно в сжатых конструкция, проводит к значительной экономии финансовых средств. За счёт высокой прочности можно уменьшить размеры сечения конструкции и диаметр арматуры, что приводит к увеличению эффективной площади в зданиях и уменьшаенно собственного веса конструкции [1]. Но кроме вышперечисленных преимуществ, у таких бетонов есть и

недостатки. Один из них, повышенный модуль упругости, что делает высокопрочный бетон хрупким материалом [2]. В связи с этим в нормативных документах для применения высокопрочного бетона предусматриваются большие запасы в виде коэффициента безопасности и применяются те же самые подходы, что и к обычным бетонам [5, 6, 8]. В нормах США рекомендуются производить расчет, выходя из собственных экспериментальных данных [7].

С целью изучить поведение железобетонных колонн из высокопрочного бетона при варьировании разных фактором, а именно: гибкости, относительного эксцентриситета, коэффициент армирования и класс бетона были поставлены эксперименты. Восемнадцать колонн различной гибкости, которые испытывались при различных эксцентриситетах. План эксперимента приведён в таблице 1.

Таблица 1

План эксперимента

Шифр колонн	h мм	b, мм	λ	μ , %	L_0 , мм	e_0/h	e_0 , мм	E_b , ГПа	R_b , МПа	класс бетона
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
К-8,33-1,5-0	120	250	8,33	1,5	1000	0	0	39,5	64.2	B87
К-16,67-1,5-0	120	250	16,67	1,5	2000	0	0			
К-25-1,5-0	120	250	25,00	1,5	3000	0	0			
К-8,33-1,5-0,2	120	250	8,33	1,5	1000	0,2	24			
К-16,67-1,5-0,2	120	250	16,67	1,5	2000	0,2	24			
К-25-1,5-0,2	120	250	25,00	1,5	3000	0,2	24			
К-8,33-1,5-0,5	120	250	8,33	1,5	1000	0,5	60			
К-16,67-1,5-0,5	120	250	16,67	1,5	2000	0,5	60			
К-25-1,5-0,5	120	250	25	1,5	3000	0,5	60			
КЛ-30-3,4-0	100	200	30	3,4	3000	0	0	45,7	86.9	B 109
КЛ-30-3,4-0,2	100	200	30	3,4	3000	0,2	20			
КЛ-30-3,4-0,5	100	200	30	3,4	3000	0,5	50			
КЛ-30-2,26-0	100	200	30	2,26	3000	0	0			
КЛ-30-2,26-0,2	100	200	30	2,26	3000	0,2	20			
КЛ-30-2,26-0,5	100	200	30	2,26	3000	0,5	50			
КЛ-20-2,26-0	100	200	20	2,26	2000	0	0			
КЛ-20-2,26-0,2	100	200	20	2,26	2000	0,2	20			
КЛ-00-2,26-0,5	100	200	20	2,26	2000	0,5	50			

Колонны имеют прямоугольные сечения, при этом высота сечения была принята меньше ширины, с целью предотвратить возможный выгиб элемента из плоскости. Для армирования образцов в качестве продольной арматуры использовалась арматура класса А500С диаметром 12 мм, в качестве поперечной арматуры использовалась арматура А240 диаметром 6мм. Все арматуры перед использованием испытывались на разрывной машине. Коэффициент армирования изменяется от 1.5 % до 3.4%.

Образцы испытывались по традиционной методике. Колонны устанавливались по 1000 тонный пресс, в вертикальном положении. На образцы нагрузка передавалась через специальные опоры, которые обеспечивали шарнирное опирание образцов в плоскости их изгиба. Все колонны имеют свои кубики и призмы для определения конструктивных свойств бетона.

Все колонны испытывались строго по соответствующим стандартам [3, 4].

В результате эксперимента авторами было получено данные о несущей способности, деформативности и трещиностойкости колонн из высокопрочного бетона.

Результаты испытаний колонн приведены в таблице 2

Таблица 2

Результаты эксперимента

Шифр колонн	Несущая способность, N, кН	Момент $M=N(e_0+f)$	f, мм	Относительная несущая способность, $\frac{N}{R_b b h}$
1	2	3	4	5
К-8,33-1,5-0	2190	0,438	0,2	1,137
К-16,67-1,5-0	2080	19,552	9,4	1,080
К-25-1,5-0	1850	23,68	12,8	0,961
К-8,33-1,5-0,2	1500	39,3	2,2	0,779
К-16,67-1,5-0,2	1320	53,46	16,5	0,685
К-25-1,5-0,2	1050	73,92	46,4	0,545
К-8,33-1,5-0,5	610	39,711	5,1	0,317
К-16,67-1,5-0,5	500	40,65	21,3	0,260
К-25-1,5-0,5	380	43,89	55,5	0,197
КЛ-30-3,4-0	1600	32,16	20,1	0,942
КЛ-30-3,4-0,2	780	53,04	48	0,459
КЛ-30-3,4-0,5	330	35,244	56,8	0,194
КЛ-30-2,26-0	1220	25,62	21	0,718
КЛ-30-2,26-0,2	720	54,216	55,3	0,424
КЛ-30-2,26-0,5	280	28,056	50,2	0,165
КЛ-20-2,26-0	1640	0,82	0,5	0,966
КЛ-20-2,26-0,2	1000	38	18	0,589
КЛ-20-2,26-0,5	380	27,132	21,4	0,224

Работу коротких ($\lambda_h=8.33$) внецентренно сжатых образцов удобнее оценивать по относительной несущей способности, исключая влияние разной призматической прочности бетона на результат сравнения. Рассмотрим отдельно влияние численных факторов на несущую способность колонн. Для удобства сначала проанализируем колонны из бетона класса В 87 с размерами сечения 120x250 мм. Так, при не изменяемом коэффициенте армирования ($\mu=1.5\%=\text{const}$) и $e_0=0$ прочность “короткой стойки” ($\lambda_h=8.33$) самая большая (рис.1).

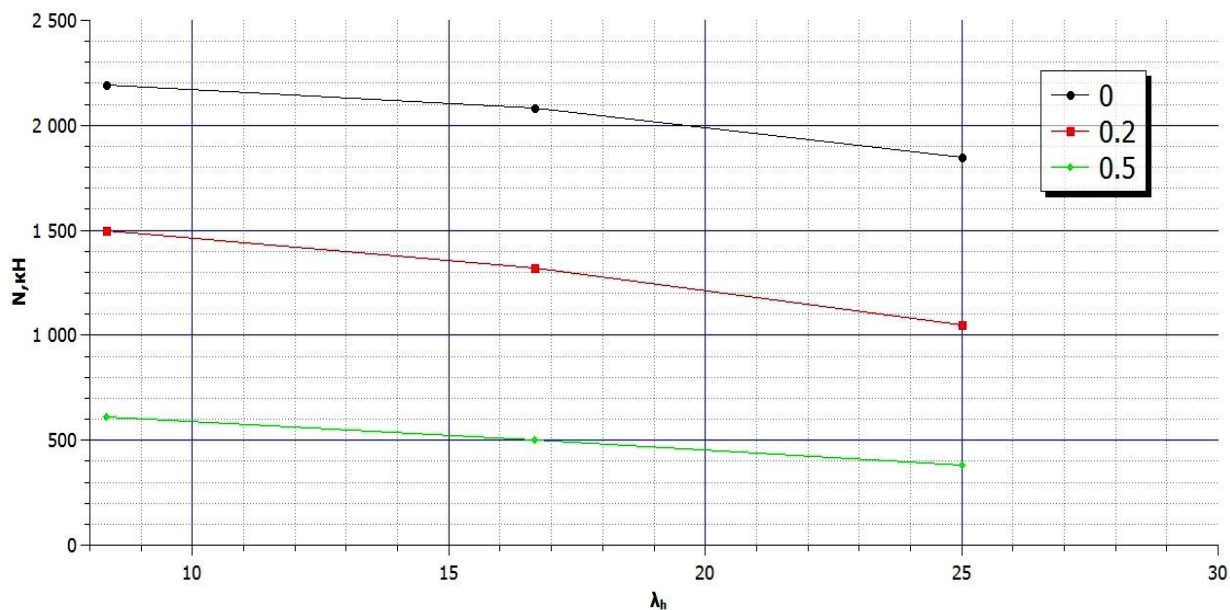


Рис. 1. Зависимость несущей способности от гибкости при $\delta_0=0$, $\delta_0=0.2$ и $\delta_0=0.5$ для колонн К-8,33-1,5-0, К-16,67-1,5-0, К-25-1,5-0, К-8,33-1,5-0,2, К-16,67-1,5-0,2, К-25-1,5-0,2, К-25-1,5-0,2 К-16,67-1,5-0,5, К-25-1,5-0,5

Из рисунка 1 очевидно при классе бетона В 87 и коэффициенте армирования $\mu=1.5\%$ что с возрастанием гибкости колонн уменьшается несущая способность колонн.

При центральной сжатии прочность образца гибкостью $\lambda_n=16.67$ по отношению к “коротким стойкам” $\lambda_n=8.33$ уменьшается на 5%, а при гибкости - $\lambda_n=25$ на 16%. Прочность стойки $\lambda_n=25$ меньше прочности стойки $\lambda_n=16.67$ на 11%. А в случае $e_0/h=0.2$ мм и $e_0/h=0.5$ мм, несущая способность колонн гибкостью $\lambda_n=16.67$ к “коротким стойкам” уменьшается соответственно 12% и 18%. В этом же самом случае прочность колонн гибкостью $\lambda_n=25$ к колоннам $\lambda_n=16.67$ будет соответственно 21% и 24%. При таких эксцентриситетах прочность колонн с большой гибкостью ($\lambda_n=25$) к прочности “коротким стойкам” меньше соответственно на 30% и 38%.

Из результатов опытных колонн сочнем 100x200 мм и классом бетона В 109 можно сделать вывод, что при $\mu=2.26\%$ и $e_0/h=0$ 20 мм и 50 мм прочность колонн гибкостью $\lambda_n=30$ меньше прочности колонн гибкостью $\lambda_n=20$ соответственно на 26%, 28% и 29%. Из результатов наглядно заметно, что с увеличением гибкости колонн с соответствующими эксцентриситетами 1.5 раза несущая способность, но сравнивая с колоннами первой группы ($\mu=1.5\%$ и В87) уменьшится почти два раза.

Если сравнить результаты изменения прочности стоек от эксцентриситета внешней нагрузки 0 мм, 24 мм “коротких стоек” при $\mu=1.5\%$, прочность уменьшается на 32%. Продолжая логику при $e_0/h=0.5$ к отношению $e_0=0$, несущая способность уменьшается на 74%, а к $e_0/h=0.2$ уменьшится 41%.

Колонны гибкостью $\lambda_n=16.67$ показывают, что несущая способность при наличии эксцентриситета $e_0/h=0.2$ по сравнению с несущей способностью центрально сжатой колонне уменьшается больше чем 37%, а колонны при $e_0/h=0.5$ больше 264%. При большом эксцентриситете $e_0/h=0.5$ прочность образца по сравнению с центрально сжатой колонной меньше 76%.

При гибкостью $\lambda_h=25$, прочность колонн с эксцентриситетами $e_0=24$ мм и $e_0=60$ мм к прочности центрально сжатой колоны меньше соответственно 42% и 80%, а разница между прочностями колонн с эксцентриситетами $e_0=24$ мм и $e_0=60$ мм составляет 74%.

Колонны, где используемый класс бетона В 109, имеем коэффициент армирования $\mu=2.26$ % и $\mu=3.4$ %. Рассмотрим влияние эксцентриситета на несущую способность при $\mu=2.26$ %. Так, прочность при гибкости $\lambda_h=20$ и эксцентриситета $e_0/h=0.2$ и $e_0/h=0.5$ к прочности центрально сжатой колоны меньше соответственно 39% и 77%. А уменьшение прочности при $e_0/h=0.5$ к $e_0/h=0.2$ составляет 62%.

А при гибкости $\lambda_h=30$ несущая способность колонн по сравнению с центрально сжатыми при $e_0/h=0.2$ и $e_0/h=0.5$ уменьшается 41% и 77%. Разница величины прочности внецентренно сжатых стоек с эксцентриситетами $e_0=24$ мм и $e_0=60$ мм составляет соответственно 62 % к сторону наибольшего эксцентриситета.

Рассмотрим вариант с коэффициентом армирования $\mu=3.4$ %.

В этом случае испытывались колонны с гибкостью только $\lambda_h=30$. Так, при эксцентриситете $e_0/h=0.2$ и $e_0/h=0.5$ прочность внецентренно сжатых стоек по отношению к прочности центрально сжатых уменьшается соответственно на 52 % и 80%. А разница между прочностью внецентренно сжатых стоек при эксцентриситете $e_0/h=0.2$ и $e_0/h=0.5$ будет 62% (рис 2., рис.3).

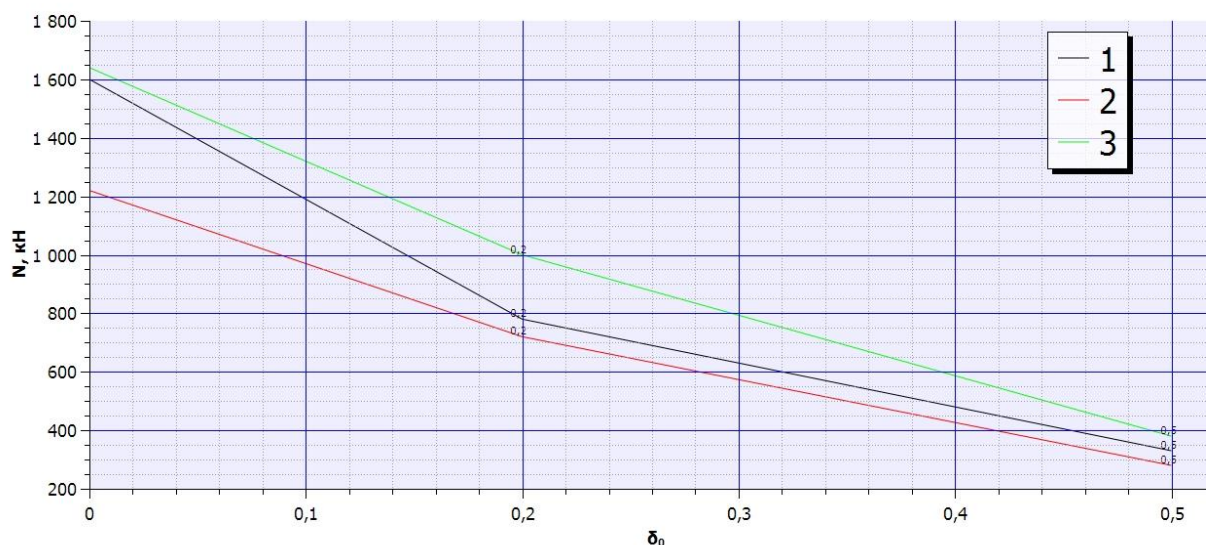


Рис. 2. Зависимость несущей способности от относительного эксцентриситета при гибкости 20 и 30 для колонн, 1- при $\mu=2.26$ %, 2,3- при $\mu=3.4$ %

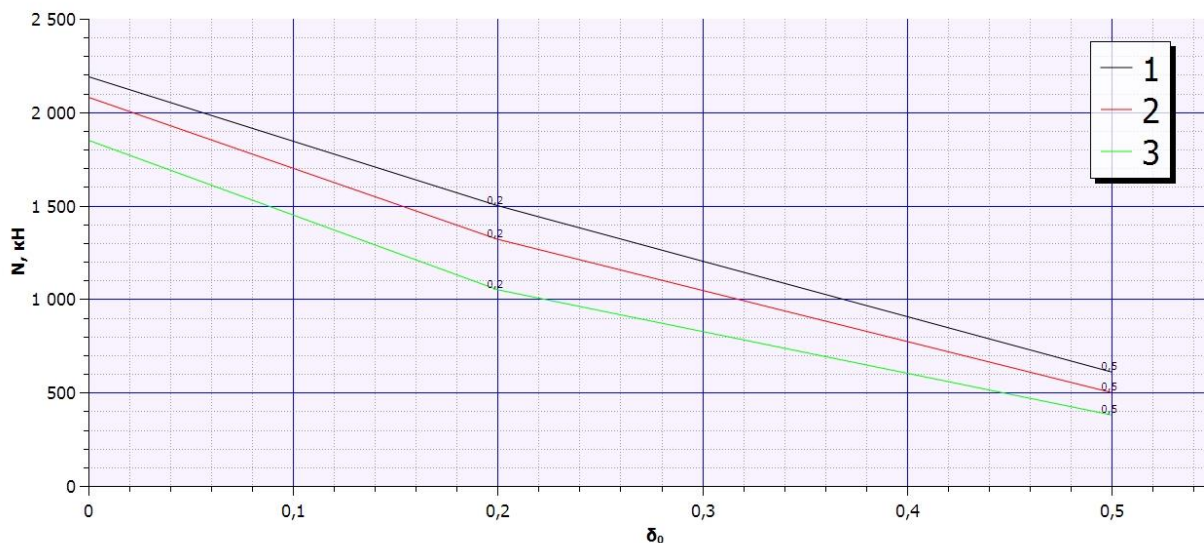


Рис. 3. Зависимость несущей способности от относительного эксцентриситета при гибкости 8,33, 16,67 и 25 для колонн К-8,33-1,5-0, К-16,67-1,5-0, К-25-1,5-0, К-8,33-1,5-0,2, К-16,67-1,5-0,2, К-25-1,5-0,2, К-25-1,5-0,2 К-16,67-1,5-0,5, К-25-1,5-0,5, 1,2,3- при $\mu=1.5\%$

Проанализируем прочность колонн с гибкостью $\lambda_n=30$ и относительным эксцентриситетом $e_0/h=0$. Так при $\mu=2.26\%$ несущая способность (N) колонны составляет 1220 кН, а при $\mu=3.4\%$ N больше на 35% и равна 1640 кН.

Увеличивая относительный эксцентриситет $e_0/h=0.2$ увидим, что при $\mu=2.26\%$ несущая способность (N) стойки 720 кН., а при $\mu=3.4\%$ несущая способность увеличивается всего на 8% и составляет 780 кН.

Рассматривая динамику изменения прочности в случае больших эксцентриситетов, а именно при $e_0/h=0.5$, увидим, что при $\mu=2.26\%$ несущая способность (N) колонны ниже прочности колонны с $\mu=3.4\%$ на 16%.

При сравнении результатов испытания бетонных призм и железобетонных колонн (табл. 3) будет очевидным, что работа бетона в конструкциях отличается от работы в призмах в условиях однородного напряженного состояния. Взять короткие стойки- максимальные деформации бетона в колонне ($\lambda_n=8.33$), при сжатии со случайным эксцентриситетом деформации в колонне наиболее близки к предельным деформациям бетона в призмах. Увеличение эксцентриситета приводит к увеличению разницы между величин деформациям в колоннах и призмах. Относительные деформации бетона в колоннах с гибкостью $\lambda_n=25$ превышают деформации бетона в призмах на 35-48%,.

Если анализировать отношение $\frac{\varepsilon_{b,ult}}{\varepsilon_{b0}}$ (табл. 3), то следует отметить, что максимальная деформации в колоннах 55% больше чем в призмах.

Таблица 3

Сравнение относительных деформаций бетона в колоннах и в призмах

Шифр колонн	h мм	b, мм	□□	□□ □	L0, мм	e0/h	Предельные деформации бетона в колоннах, $\epsilon_{b,ult} \cdot 105$	Предельные деформации бетона в в призмах, $\epsilon_{b0} \cdot 105$	$\frac{\epsilon_{b,ult}}{\epsilon_{b0}}$
1	2	3	4	5	6	7	9	10	11
К-8,33-1,5-0	120	250	8,33	1,5	1000	0	298	226	1,32
К-16,67-1,5-0	120	250	16,67	1,5	2000	0	312	226	1,38
К-25-1,5-0	120	250	25,00	1,5	3000	0	334	226	1,48
К-8,33-1,5-0,2	120	250	8,33	1,5	1000	0,2	306	226	1,35
К-16,67-1,5-0,2	120	250	16,67	1,5	2000	0,2	341	226	1,51
К-25-1,5-0,2	120	250	25,00	1,5	3000	0,2	353	226	1,56
К-8,33-1,5-0,5	120	250	8,33	1,5	1000	0,5	346	226	1,53
К-16,67-1,5-0,5	120	250	16,67	1,5	2000	0,5	359	226	1,59
К-25-1,5-0,5	120	250	25	1,5	3000	0,5	377	226	1,67
КЛ-30-3,4-0	100	200	30	3,4	3000	0	359	269	1,33
КЛ-30-3,4-0,2	100	200	30	3,4	3000	0,2	374	269	1,39
КЛ-30-3,4-0,5	100	200	30	3,4	3000	0,5	416	269	1,55
КЛ-30-2,26-0	100	200	30	2,26	3000	0	352	269	1,31
КЛ-30-2,26-0,2	100	200	30	2,26	3000	0,2	382	269	1,42
КЛ-30-2,26-0,5	100	200	30	2,26	3000	0,5	395	269	1,47
КЛ-20-2,26-0	100	200	20	2,26	2000	0	372	269	1,38
КЛ-20-2,26-0,2	100	200	20	2,26	2000	0,2	393	269	1,46
КЛ-00-2,26-0,5	100	200	20	2,26	2000	0,5	405	269	1,51

Относительный уровень трещинообразования в опытных железобетонных колоннах зависит от эксцентриситета продольного усилия, гибкости элемента и наличия количество продольной арматуры. С увеличением гибкости конструкций относительный уровень трещинообразования снижается.

Отсюда можно сделать следующие выводы:

Увеличение гибкости опытных колонн от $\lambda_h=8.33$ до $\lambda_h=30$ приводит к снижению несущей способности «центрально» сжатых образцов.

По сравнению с колоннами из бетонов классов В35-В45, стойки из высокопрочного бетона демонстрируют более высокую степень зависимости несущей способности колонны от увеличения эксцентриситета внешней силы.

Определено, что при внецентренном сжатии опытных железобетонных колонн предельные деформации крайнего сжатого волокна высокопрочного бетона превышали деформации в призмах до 1,55 раз.

Трещины в опытных железобетонных колоннах из высокопрочного бетона появлялись только при наличии относительного эксцентриситета $e_0/h \geq 0.2$.

Прогибы колонн увеличиваются от эксцентриситета внешней нагрузки и от гибкости. Так при центральном сжатии но гибкости больше 8.33 ($\lambda_h > 8.33$) колонна начинает прогибаться.

Установлено, что предельные относительные деформации растяжения в опытных колоннах из высокопрочного бетона равны $\varepsilon_{bt,ult} = (35 \div 41) \cdot 10^{-5}$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аксенов В.Н. Расчет колонн из высокопрочных бетонов по нелинейной деформационной модели с использованием кусочно-линейных диаграмм « $\sigma_b - \epsilon_b$ » // «Строительство – 2009»: мат-лы юбилейной Междунар. научн.-практич. конф.– Ростов н/Д: РГСУ, 2009. – С. 36-38.
2. Аксенов В.Н. К расчету колонн из высокопрочного бетона по недеформированной схеме // Бетон и железобетон.– 2009.– № 1. – С. 24-26.
3. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона [Текст].– Введ. 1982-01-01.–М.: ФГУП «Стандартинформ», 2005. –12 с.
4. ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам [Текст].– Введ. 1991-01-01.–М.: ФГУП «Стандартинформ», 2006. –30 с.
5. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. [Текст] .– Введ. 2004-03-01. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 54 с
6. Маилян Р.Л. Строительные конструкции: учебное пособие / Р.Л. Маилян, Д.Р. Маилян, Ю.А. Веселев. Изд. 4-е. –Ростов н/Д : Феникс, 2010. -875 с.
7. ACI 318-08: Building code requirements for reinforced concrete. Detroit: American Concrete Institute, 2008.- p. 471.
8. EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings [Текст].– Brussels: European Committee for Standardization, 2001. – 52 p.

Рецензент: Шеина Светлана Георгиевна, д.т.н. профессор. Проректор РГСУ по НР и ИД.