

УДК 624.012.45.044

ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО УТОЧНЕНИЮ И ДОПОЛНЕНИЮ ДЕЙСТВУЮЩЕГО СВОДА ПРАВИЛ 63.13330.2012 В ЧАСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КРИТИЧЕСКОЙ СИЛЫ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

А.О. АСТАФЬЕВ¹,
 Н.С. АСТАФЬЕВА²

¹ООО «ЛенСпецСтрой»

²ФГАОУ ВО СПб, Политехнический
 университет Петра Великого

Показаны существенные недостатки действующего свода Правил по расчету железобетонных конструкций. Вносятся предложения по его дополнению и изменению.

Ключевые слова: нормы строительного проектирования, несущая способность, устойчивость, коэффициенты приведения расчетной длины, коэффициенты продольного изгиба.

Постановлением Правительства Российской Федерации от 26.12.2014 г. №1521 с 01 июля 2015 г. утвержден перечень Сводов правил, в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений». Этим, в частности, введен как обязательный документ под сложным названием: «СП 63.13330.2012. Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003» [13].

Напомним, что данный труд был утвержден приказом Минрегиона России еще 29.12.2011 г., но с тех пор по июнь 2015 г. не являлся обязательным. Поэтому многочисленные несуразицы и опечатки не представляли никакого интереса и не стоили анализа.

Теперь ситуация изменилась – текст получил силу закона. Авторы не претендуют на развернутый анализ всего этого документа, однако сочли необходимым обратиться к научной общественности с предложением открыть научную дискуссию об адекватности действующего СП в целом и одного из его важнейших разделов в частности, касающегося расчетов элементов

MODIFICATION AND SUPPLEMENT PROPOSALS FOR CURRENT SET OF RULES 63.13330.2012 IN BUCKLING FORCE ESTIMATION FOR COMPRESSED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

D.O. ASTAFIEV, N.S. ASTAFIEVA

Current article shows significant deficiencies in up-to-date Set of Rules in the calculation of reinforced concrete constructions. Proposals for changes and amendments in calculations are made.

KEYWORDS: codes of structural design, sustaining capability, stability, ratios of adduction of calculated length, buckling coefficient.

железобетонных конструкций по предельному состоянию первой группы (раздел 8.1 СП [13]).

Расчет конструкций не возможен без определения характеристик материалов. В таблицах 6.7, 6.8, 6.9 бетон делится на: тяжелый, мелкозернистый и напрягающий – первый вид; легкий – второй вид; ячеистый – третий вид. В то время, как хорошо известно, традиционно мелкозернистый бетон разделяется на группы А, Б, В. Легкий бетон при мелком заполнителе различают плотный от пористого. Причем здесь дело не только в традиции или очевидном различии расчетных сопротивлений на растяжение в зависимости от указанных выше групп при одном и том же классе бетона. Важно, что реологические свойства бетона оказывают существенное влияние на длительное сопротивление, что в старом СНиПе 2.03.01-84 [11] эмпирически, но достаточно точно, отражалось в разделе 3, в частности в коэффициентах при формуле 21 таблицы 30.

Далее это обстоятельство также учитывалось в расчетных зависимостях п.3.24 в формуле 58. Коротко заметим, что в [11] для тяжелого бетона коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии,

стремится к величине 2, а для мелкозернистого бетона группы Б – к 2,5, а у легкого бетона при естественных заполнителях – к 3,5 и т.д.

В актуализированной редакции все эти различия позабыты и не зависимо от вида бетона данный коэффициент «фи» принимается при действии только длительной нагрузки и равен 2. В пересчете к коэффициенту длительного сопротивления (в терминологии классиков теории ползучести) это соответствует величине 0,5 и абсолютно противоречит огромному количеству исследований, опубликованных с 50-х годов прошлого века по настоящее время. Коэффициент длительного сопротивления имеет целый спектр значений и зависит как от класса, вида бетона, условий твердения, процента армирования, так и от других факторов.

Определение критической силы потери устойчивости – важнейшая задача в теории сооружений. С этой задачей тесно связана задача определения расчетной длины сжатого элемента.

Для упругих стержней хорошо известны классические случаи (шарнирно-опертый стержень, различные варианты заделок с одной стороны или двух, сочетание заделки и шарнира, консоли и прочее). Канонические решения получены практически сто лет назад. Для статически неопределимых конструкций, в частности рам, хорошо известен метод определения критической силы элемента по методу перемещений. Подробные решения для различных видов конструкций приведены, в частности, у С.А. Рогицкого – 1948 г. [9], Н.И. Безухова и О.В. Лужина – 1969 г. [5]. На классическом труде В.А. Кисилева учились все советские инженеры-строители [7]. Из постсоветских изданий стоит выделить книги Н.Н. Леонтьева и Д.Н. Соболева [8] и Р.С. Санжаровского, Д.О. Астафьева и В.М. Улицкого – 1998 г. [10].

Однако в 2011г. появилось, а в 2015 г. получило силу закона следующее утверждение (п.8.1.17.[13]): «...расчетную длину элемента постоянного поперечного сечения по длине при действии продольной силы принимать равной: ...в) для элементов с шарнирно-несмещаемым опиранием на одном конце, а на другом конце: с жесткой (без поворота) заделкой – 0.71; с податливой (допускающей ограниченный поворот) заделкой – 0.91; г) для элементов с податливым шарнирным опиранием (допускающим ограниченное смещение опоры) на одном конце, а на другом конце: с жесткой (без поворота) заделкой – 1,51; ...д) для элементов с несмещаемыми заделками на двух концах: податливыми (с ограниченным поворотом) – 0.81; е) для элементов с ограниченно-смещаемыми заделками на двух концах: жесткими (без поворота) – 0.81; податливыми с ограниченным поворотом – 1,21».

Что такое ограниченный поворот, в каких пределах изменяется? А как звучит это: для элементов с податливым шарнирным опиранием, допускающим ограни-

Д.О. АСТАФЬЕВ, Н.С. АСТАФЬЕВА
ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО УТОЧНЕНИЮ И ДОПОЛНЕНИЮ
ДЕЙСТВУЮЩЕГО СП 63.13330.2012
В ЧАСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КРИТИЧЕСКОЙ СИЛЫ
СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

ченное смещение? При этом величина податливости и ограниченность смещения никак не определяются.

Что касается случаев (в) и (г), если идти классическим путем [7], то решив соответствующие системы уравнений аналитически, а затем численно, можно получить зависимости коэффициента продольного изгиба μ_{ult} для стержней, закрепленных на упруго-податливых опорах, от соотношения жесткостей стержня и жесткостей опорных закреплений. Целый спектр значений коэффициентов приведения расчетной длины упруго-опертых стержней для случая (в) – значения коэффициентов μ_{ult} расположены между двумя асимптотами: $\mu_{ult} = 1$ и $\mu_{ult} = 0.7$. Причем в наиболее характерных случаях значения располагаются между 0.7 и 0.8. Для случая (г) – решение зависит как от соотношения жесткостей стержня и опорного закрепления, так и от длины (гибкости) стержня. Спектр значений располагается между асимптотами $\mu_{ult} = 0.7$ и $\mu_{ult} = 2.0$. Это ничего общего не имеет с процитированными рекомендациями СП. Случаи (д) и (е), вообще говоря, трудно друг от друга отличимы и сводятся к необходимости определения критических сил для конкретных конструкций (например, рам или выделенных плоских диафрагм зданий). В диапазоне реальных размеров конструкций и высот зданий (до 25 этажей) значения коэффициента приведения расчетной длины имеют разброс от $\mu_{ult} = 0.99$ до $\mu_{ult} = 15.35$. Оценить разницу со значениями СП несложно.

В общем случае:

$$\mu_{ult} = k_{ult} \mu,$$

где μ – коэффициент продольного изгиба для соответствующих стержней с недеформируемыми идеальными опорами (0,5; 0,699; 1,5; 2 и пр.), k_{ult} – корректирующий коэффициент, характеризующий конкретные значения жесткостей стержня, опорных закреплений, а в определенных случаях и гибкость стержня.

В XXI веке при наличии компьютерных программ и хорошо разработанных методик расчета строительных конструкций вполне реализуема задача совместного учета физической и геометрической нелинейностей железобетонных конструкций. Это позволяет достоверно определить их напряженно-деформированное состояние, устойчивость и несущую способность.

На основе общей теории расчета композитных физически и геометрически нелинейных стержневых систем [2] нами был разработан алгоритм и комплекс программ для расчета на ЭВМ напряженно-деформированного состояния и устойчивости указанных конструкций. Проведенные численные эксперименты позволили разработать рекомендации по расчету внецентренно-сжатых железобетонных элементов при кратковременном и длительном нагружении для различных случаев их закрепления.

Наиболее приемлемой формой обобщения результатов численных расчетов, как нам представляется,

являются предложения Р.С. Санжаровского [6] по разработке практических рекомендаций для определения несущей способности при кратковременном нагружении, основанных на полученных им значениях коэффициентов продольного изгиба железобетонных стержней, армированных арматурой, имеющей физический предел текучести.

Авторами на основе точной методики [1] проведены расчеты и получены значения коэффициентов продольного изгиба γ для железобетонных элементов [2, 3], армированных арматурой с условным пределом текучести (класс AIV, AV) для различных классов бетона и процентов армирования. С учетом этих коэффициентов проверка несущей способности внецентренно-сжатых элементов производится по зависимости:

$$N \leq \gamma(F_b R_b + \sum_{i=1}^n F_{si} R_u), \quad (1)$$

где: N – продольная сила, действующая на колонну; γ – коэффициент продольного изгиба при внецентренно-сжатии, зависящий от условной приведенной гибкости и приведенного эксцентриситета; F_b – площадь бетона; F_{si} – площадь арматурных стержней; R_b – расчетное сопротивление бетона; R_u – расчетное сопротивление стали.

Указанные коэффициенты продольного изгиба приведены в табл. 1 для железобетонных элементов, изготовленных из бетона класса В25 при коэффициенте армирования $\mu = 0,01-0,02$. На рис. 1 эти же коэффициенты представлены в виде зависимостей от приведенной гибкости при различных приведенных эксцентриситетах.

На рис. 2 приведены зависимости коэффициентов продольного изгиба для сжатых железобетонных элементов при проценте армирования 0.1.

Коэффициенты продольного изгиба находятся в функциональной зависимости от условной приведенной гибкости и приведенного эксцентриситета. Условная приведенная гибкость:

$$\lambda_{np} = \frac{l_p}{r_{np}} \sqrt{\frac{R_b}{E_b}},$$

где l_{np} – расчетная длина; r_{np} – приведенный радиус инерции $r_{np} = \sqrt{I_{np} / F_{np}}$.

Приведенные к бетону площадь сечения и момент инерции поперечного сечения определяются традиционным способом с учетом отношения начальных модулей упругости арматуры и бетона $\alpha = E_s / E_b$.

Приведенный эксцентриситет находим по формуле:

$$m_{np} = \frac{M_x F_{np}}{NW_{np}},$$

где M_x , N – наибольшие значения изгибающего момента и продольной силы в элементе соответственно,

W_{np} – приведенный момент сопротивления сечения.

В случае длительного нагружения несущая способность для железобетонных элементов оказывается ниже, чем подсчитанная по формуле (1). Проверка несущей способности в плоскости действия момента при длительном нагружении производится по формуле:

$$N \leq m_{dl} \gamma (F_b R_b + \sum_{i=1}^n F_{si} R_u), \quad (2)$$

где m_{dl} – коэффициент длительного сопротивления, зависящий от класса бетона, процента армирования и приведенного эксцентриситета m_{np} .

Авторами получены коэффициенты длительного сопротивления для различных классов бетона [2]. В табл. 2 приведены значения коэффициентов длительного сопротивления m_{dl} для железобетонных элементов, выполненных из бетона класса В25.

На рис. 3 то же самое представлено в графической форме.

Приведенные выше рекомендации по расчету несущей способности внецентренно-сжатых железобетонных элементов применимы для расчета шарнирно-опертых элементов. При определении несущей способности элементов с другими способами закрепления можно также использовать вышеприведенные формулы и табличные значения, однако расчетные длины элементов должны приниматься равными

$$l_p = \mu_{cr} l, \quad (3)$$

где l – длина элемента, его реальный геометрический размер; μ_{cr} – коэффициент приведения расчетной длины.

Коэффициенты приведения свободной длины получены авторами в результате обобщения данных численных расчетов по определению устойчивости сжатых железобетонных элементов, имеющих одинаковые геометрические и физико-механические характеристики, но по-разному закрепленные.

В табл. 3 приведены значения коэффициентов свободной длины железобетонных стержней в зависимости от приведенной гибкости шарнирно-опертого элемента

$$\lambda_{np,o} = \frac{l}{r_{np}} \sqrt{\frac{R_b}{E_b}}.$$

Для наглядности даны значения $\lambda = \frac{l}{r}$, которым

соответствуют табличные значения, характерные для класса бетона В25 при проценте армирования 0,01–0,02.

Как видно, для железобетонных элементов коэффициенты свободной длины существенно отличаются от традиционно применяемых в расчетах коэффициентов.

ТАБЛИЦА 1.

Коэффициенты продольного изгиба для железобетонных элементов из бетона класса В25 при коэффициенте армирования $\mu = 0,01-0,02$

λ_{np}	Коэффициент продольного изгиба γ при приведенном эксцентриситете m_{np}					
	0,1	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
0,5	850	719	601	498	405	281
1,0	785	647	531	431	357	250
1,5	688	543	412	331	273	204
2,0	583	440	326	240	188	141
2,5	494	363	272	195	151	115
3,0	413	302	225	167	134	108
4,0	272	192	153	131	115	104
5,0	184	129	112	102	88	71

Примечание: коэффициенты продольного изгиба в таблице увеличены в 1000 раз

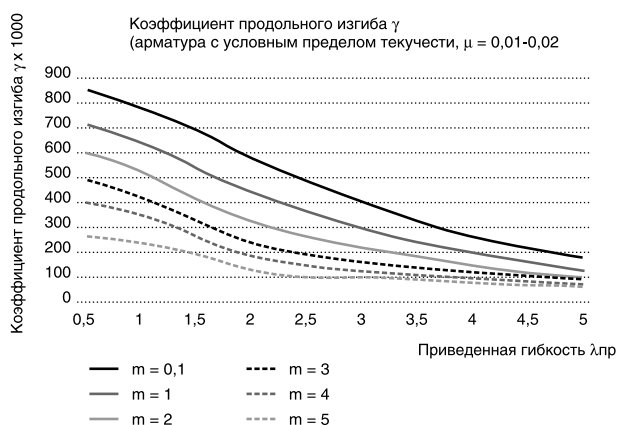


Рис. 1.

Зависимость коэффициентов продольного изгиба γ от приведенной гибкости при коэффициенте армирования $\mu = 0,01-0,02$ и различных приведенных эксцентриситетах m_{np}

ТАБЛИЦА 2.

Коэффициенты длительного сопротивления m_{dl} для бетона класса В25

Процент Армирования μ	Коэффициент m_{dl} при приведенном эксцентриситете m_{np}									
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.6	2.0
0.1	810	803	797	792	783	776	775	778	790	815
0.075	802	775	756	745	733	728	734	745	768	790
0.05	787	754	726	700	662	648	654	671	726	770
0.025	773	742	714	685	645	632	642	662	720	761
0.01	763	729	702	675	637	619	627	652	714	755

Примечание: в таблице коэффициенты m_{dl} увеличены в 1000 раз.

А.О. АСТАФЬЕВ, Н.С. АСТАФЬЕВА
 ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО УТОЧНЕНИЮ И ДОПОЛНЕНИЮ
 ДЕЙСТВУЮЩЕГО СП 63.13330.2012
 В ЧАСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КРИТИЧЕСКОЙ СИЛЫ
 СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

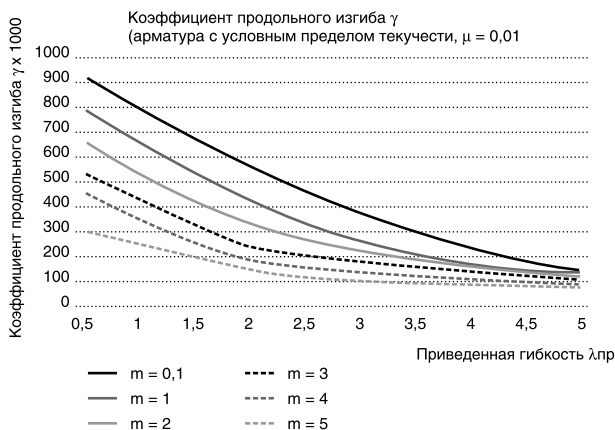


Рис. 2.

Зависимость коэффициентов продольного изгиба γ от приведенной гибкости при коэффициенте армирования $\mu = 0,1$ и различных приведенных эксцентриситетах m_{np}

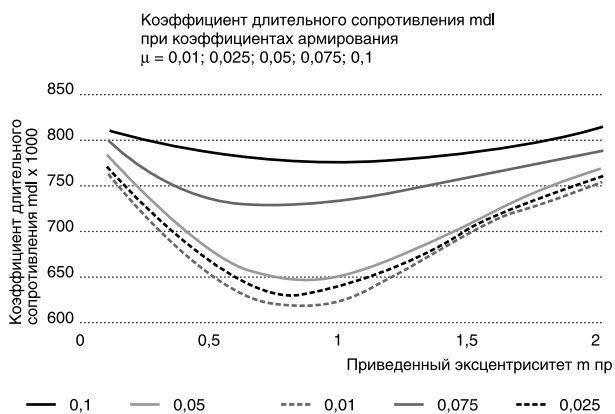


Рис. 3.

Зависимость коэффициентов длительного сопротивления m_{dl} от приведенного эксцентриситета m_{np}

На рис. 4 приведены графики зависимости коэффициентов свободной длины от гибкости в диапазоне от 20 до 200. Стоит заметить, что для гибкостей порядка 500 графики стремятся к хорошо известным значениям: 2; 1; 0,699; 0.5.

Достаточно простые практические рекомендации по расчету железобетонных элементов удалось получить лишь для сжатых и внецентренно-сжатых элементов при «классических» вариантах закрепления. Проблему определения коэффициентов продольного изгиба при иных видах закрепления концов, например, для случаев, описанных в СП [13], предлагаем решать следующим образом.

За базовые принимаем хорошо известные классические значения, приведенные в последней строке табл. 3. Коэффициент свободной длины для железобетонного элемента с различными вариантами упруго-подвижных заделок или шарниров определяются:

$$\mu_{cr,ult} = \mu k_{cr} k_{ult}, \quad (4)$$

где $k_{cr} = \frac{\mu_{cr}}{\mu}$, $k_{ult} = \frac{\mu_{ult}}{\mu}$.

В старых, советских СНиПах образца 1976 или 1985 годов [11, 12], при обсуждении проблемы определения критической силы, говорилось: «Расчетную длину внецентренно-сжатых железобетонных элементов рекомендуется определять как для элементов рамной конструкции с учетом ее деформированного

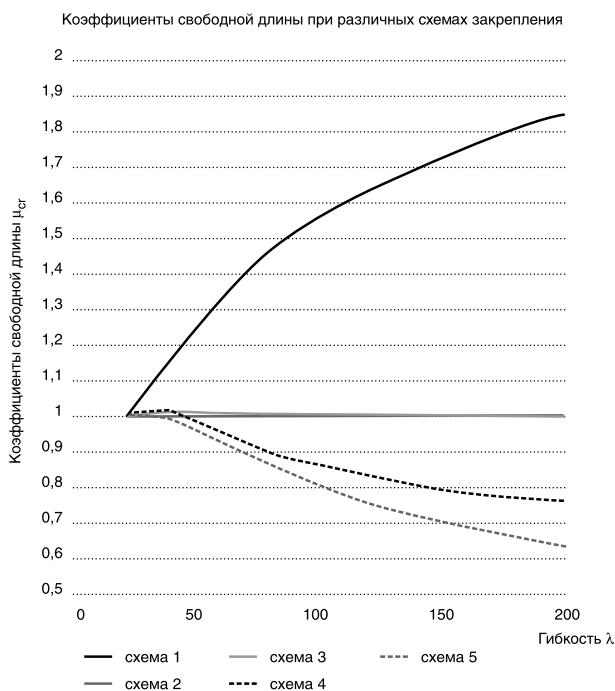


Рис. 4. Зависимость коэффициентов свободной длины от гибкости

ТАБЛИЦА 3.

Коэффициенты свободной длины железобетонных стержней в зависимости от приведенной гибкости шарнирно-опертого элемента

N схемы		1	2	3	4	5
Схема закрепления						
Гибкость		Коэффициент приведения свободной длины μ_{cr} в зависимости от гибкости				
$\lambda_{пр,0}$	$\lambda = \frac{l}{r}$					
0.5	20	1.003	1	1.0010	1.009	1
1.0	40	1.180	1	1.0092	1.004	0.986
2.0	80	1.475	1	1.0068	0.895	0.862
2.5	100	1.560	1	1.0038	0.862	0.800
3.0	120	1.635	1	1.0010	0.826	0.751
4.0	160	1.757	1	1	0.784	0.681
5.0	200	1.845	1	1	0.761	0.634
		Коэффициенты свободной длины для упругих стержней μ				
Не зависит от гибкости		2	1	1	0.699	0.5

состояния при наиболее невыгодном для данного элемента расположении нагрузки, принимая во внимание неупругие деформации материалов и наличие трещин (п.3.25 [11]). «Для элементов наиболее часто встречающихся конструкций» допускалось применять эмпирические значения, которые не имели никакого обоснования, но с учетом этажности зданий того времени не давали большой ошибки. В СП же, п.8.1.17, «допускается расчетную длину элементов постоянного поперечного сечения по длине при действии продольной силы принимать равной ...». Почувствуйте разницу. Старый документ говорит о наиболее часто встречающихся конструкциях и дает граничные значения: для сборных конструкций – 1,0, для монолитных – 0,7. По сути дела заставляя проектировщика определять соответствующее значение из расчетов статически неопределимых конструкций (на то время метод перемещений или МКЭ), о чем прямо говорилось во всех учебниках того периода [4]. Теперь же предлагают «... принимать равной: ...», без обоснования, но с полной вероятностью аварийной ситуации, ибо ошибка происходит не на проценты, а в разы.

Что же делать проектировщику? Проводить расчеты как учат классические учебники советского периода, применять современные программные комплексы и рассчитывать конструкции с учетом физической и геометрической нелинейностей. Авторам также будет приятно, если приведенные в настоящей статье и в [2] данные и рекомендации найдут применение.

ЛИТЕРАТУРА

1. АСТАФЬЕВ Д.О. Теория и расчет реконструируемых железобетонных конструкций. Дис. докт. техн. наук. СПб. 1995.
2. АСТАФЬЕВ Д.О., АСТАФЬЕВА Н.С. Инженерная методика определения несущей способности внецентренно-сжатых железобетонных элементов // Исследование и разработка эффективных конструкций, методов возведения зданий и сооружений. Белгород, 1996. С. 5–11.
3. АСТАФЬЕВА Н.С. Ошибки при проектировании и монтаже панельных зданий // Докл. 67-ой научн. конф., проф., преп., научн. раб., инж. и асп. ун-та. СПбГАСУ, 2010. С. 197–201.
4. БАЙКОВ В.Н., СИГАЛОВ Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М.: Стройиздат, 1991. 676 с.
5. БЕЗУХОВ Н.И., ЛУЖИН О.В., КОЛКУНОВ Н.В. Устойчивость и динамика сооружений. М.: изд-во Литературы по строительству, 1969. 422 с.
6. БОНДАРЕНКО С.В., САНЖАРОВСКИЙ Р.С. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий. М.: Стройиздат, 1990. 352 с.
7. КИСИЛЕВ В.А. Строительная механика. Специальный курс. М.: изд-во Литературы по строительству, 1969. 431 с.

Д.О. АСТАФЬЕВ, Н.С. АСТАФЬЕВА
ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО УТОЧНЕНИЮ И ДОПОЛНЕНИЮ
ДЕЙСТВУЮЩЕГО СП 63.13330.2012
В ЧАСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КРИТИЧЕСКОЙ СИЛЫ
СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

8. ЛЕОНТЬЕВ Н.Н., СОБОЛЕВ Д.Н., АМОСОВ А.А. Основы строительной механики стержневых систем: Учебник. М.: изд-во АСВ, 1996. 541 с.
9. РОГИЦКИЙ С.А. Расчет рам. Л.: МАШГИЗ, 1948. 325 с.
10. САНЖАРОВСКИЙ Р.С., АСТАФЬЕВ Д.О., УЛИЦКИЙ В.М., ЗИБЕР Ф. Усиления при реконструкции зданий и сооружений. СПб.: изд-во СПбГАСУ, 1998. 637 с.
11. СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции». М.: Госстрой, 1996.
12. СНиП II-21-75 (часть II, глава 21) «Бетонные и железобетонные конструкции». М.: Стройиздат, 1976.
13. СП 63.13330.2012. «Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003». М., 2013.

Астафьев Дмитрий Олегович,
д.т.н., профессор, генеральный директор ООО «ЛенСпецСтрой»

☎ 191036, г. Санкт-Петербург, Невский пр., д.140,
тел.: +7 (812) 702-07-00

Астафьева Наталья Серафимовна,
к.э.н., доцент, доцент кафедры «Строительство уникальных зданий и сооружений» ФГАОУ ВО СПб, Политехнический университет Петра Великого

☎ 195251, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д. 29,
тел.: +7 (812) 535-25-09, e-mail: gbeton@mail.ru