

А.Л. КРИШАН¹, В.И. РИМШИН², М.А. АСТАФЬЕВА¹, А.А. СТУПАК¹, С.М. АНПИЛОВ³

¹Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова (МГТУ им. Г.И. Носова),
г. Магнитогорск, Россия

²Московский государственный строительный университет (МГСУ), г. Москва, Россия

³Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (НГАСУ), г. Новосибирск, Россия

УЧЕТ ГИБКОСТИ ПРИ РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ ТРУБОБЕТОННЫХ КОЛОНН КВАДРАТНОГО СЕЧЕНИЯ

Аннотация. В данной работе рассмотрена методика расчета несущей способности центрально сжатых трубобетонных колонн квадратного сечения. Методика основана на использовании нелинейной деформационной модели железобетона. Принятые диаграммы деформирования бетонного ядра и стальной трубы учитывают их сложное напряженное состояние. Предложенная методика учитывает переменную жесткость разных сечений по высоте сжатого стержня при оценке влияния его гибкости. Предельная нагрузка, соответствующая потере прочности или устойчивости элемента, определяется по одной методике с использованием одних и тех же формул. В результате чего отпадает необходимость в отдельной формуле для расчета критической силы. Дальнейшее сопоставление теоретических и опытных данных свидетельствует о приемлемости предложенной методики расчета для проектной практики.

Ключевые слова: трубобетонная колонна квадратного сечения, сжатие, гибкость, деформационная модель, несущая способность.

A.L. KRISHAN¹, V.I. RIMSHIN², M.A. ASTAFYEVA¹, A.A. STUPAK¹, S.M. ANPILOV³

¹Magnitogorsk State Technical University named after G.I. Nosov, Magnitogorsk, Russia

²Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia

³Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering, Novosibirsk, Russia

TAKING INTO ACCOUNT FLEXIBILITY WHEN CALCULATING THE STRENGTH OF CENTRALLY COMPRESSED SQUARE-SECTION TUBULAR CONCRETE COLUMNS

Abstract. The method of calculating the load-bearing capacity of centrally compressed tubular concrete columns of square section is considered. The technique is based on the use of a nonlinear deformation model of reinforced concrete. Accepted deformation diagrams of concrete core and steel pipe take into account their complex stress state. The proposed method takes into account the variable stiffness of different sections in height of the compressed rod when assessing the effect of its flexibility. The maximum load corresponding to the loss of strength or stability of the element is determined by the same method using the same formulas. As a result, there is no need for a separate formula for calculating the critical force. A comparison of theoretical and experimental data indicates the acceptability of the proposed calculation methodology for project practice.

Keywords: tubular concrete column of square section, compression, flexibility, deformation model, bearing capacity.

Введение

Труبوبетонные колонны (ТБК) получают все большее применение в зарубежной практике строительства благодаря существенным положительным качествам [1-7], таким как высокопрочность, экономичность, безопасность в эксплуатации. Причем широко используются ТБК не только круглого, но и квадратного сечения [8-14].

Расчет прочности ТБК квадратного сечения – непростая задача. Во-первых, при ее решении необходимо учитывать сложное напряженное состояние бетонного ядра и стальной трубы. Другая проблема состоит в адекватном учете гибкости при определении прочности [15-19]. Действующие в РФ нормы (СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» предписывают учет гибкости таких конструкций выполнять по аналогии с железобетонными элементами. Такой подход применительно к ТБК является ошибочным по следующей причине. Прочность сжатых железобетонных конструкций при увеличении их гибкости уменьшается за счет роста изгибающего момента в сечении, получающем максимальный прогиб. При сжатии ТБК эта закономерность тоже проявляется. Но здесь, одновременно с ростом изгибающего момента, происходит и снижение прочности объемно сжатого бетона. Следовательно, отрицательное влияние гибкости на прочность должно проявляться сильнее.

В данной работе предлагается новая методика учета гибкости при расчете прочности ТБК.

Модели и методы

Задача расчета прочности ТБК квадратного сечения с учетом гибкости решается на основании деформационной модели с учетом геометрической и физической нелинейности. Известно, что деформационный расчет базируется на диаграммах состояния материалов. Для ТБК в начале расчета отсутствуют диаграммы деформирования бетонного ядра и стальной трубы. Параметры этих диаграмм во многом зависят от возникающего в бетоне бокового давления со стороны стальной трубы, которое следует определять расчетом.

В этой связи расчет прочности ТБК предлагается решать в два этапа.

Первый этап расчета

Задачей первого этапа является построение диаграмм деформирования бетонного ядра и стальной трубы. Здесь рассматривается напряженно-деформированное состояние короткой центрально сжатой ТБК при пошаговом наращивании осевых деформаций.

До осевых деформаций бетонного ядра и стальной трубы $\varepsilon_{bz0} = \varepsilon_{pz0} = \sigma_y / E_p$ (σ_y и E_p – предел текучести и модуль упругости трубы) боковое давление на бетонное ядро σ_{br} принимается равным нулю. При дальнейшем росте деформаций, вплоть до деформаций в вершине бетонного ядра ε_{boo} , боковое давление принимается изменяющимся согласно следующей закономерности:

$$\sigma_{br} = \frac{\varepsilon_{bz} - \varepsilon_{bz0}}{\varepsilon_{boo} - \varepsilon_{bz0}} \sigma_{bru},$$

в которой σ_{bru} – предельная величина бокового давления; ε_{boo} – деформация бетона при достижении его прочности; ε_{bz} – текущая деформация ядра.

При $\varepsilon_{bz0} \geq \varepsilon_{boo}$, $\sigma_{br} = \sigma_{bru}$.

Вид диаграммы деформирования бетонного ядра принимается криволинейным.

Аналитическая связь между напряжениями σ_{bz} и деформациями ε_{bz} согласно предложению [20] принимается в следующем виде:

$$\sigma_{bz} = \frac{k_1 x + (k_2 - 1)x^2}{1 + (k_1 - 2)x + k_2 x^2} R_{bm}, \quad \text{при } x \leq 1 \quad (1)$$

$$\sigma_{bz} = \frac{x}{\alpha_1 (x - 1)^2} R_{bm}, \quad \text{при } x > 1$$

где R_{bm} – осредненная прочность бетонного ядра; $\chi = \varepsilon_{bz} / \varepsilon_{b00}$; $k_1 = \varepsilon_{b00} E_b / R_b$; $k_2 = 1,66(k_1 - 1)^2$; $\alpha_1 = 0,15$.

Значение коэффициента $\alpha_1 = 0,15$ для ниспадающей ветви диаграммы принято с учетом объемного сжатия бетона. Для установления связи « $\sigma_{bz} - \varepsilon_{bz}$ » деформации ε_{bz} наращиваются пошагово, начиная с нуля. На i -ом шаге при деформациях $\varepsilon_{bzi} \leq \varepsilon_{bz0}$ соответствующие напряжения σ_{bzi} рассчитывают по формуле (1) при прочности бетона $R_{bm} = R_b$. При деформациях $\varepsilon_{bzi} > \varepsilon_{bz0}$ на каждом шаге будем иметь свою величину бокового давления на бетон σ_{bri} . Величина σ_{bri} оказывает непосредственное влияние на координаты вершины диаграммы деформирования бетонного ядра. Значения R_{bmi} и ε_{b00i} вычисляются по формулам, полученным в работе [21]. Напряжения σ_{bzi} вычисляются по формуле (1). В результате создается массив числовых данных $\{\varepsilon_{bzi}\} - \{\sigma_{bri}\} - \{\sigma_{bzi}\}$, необходимых для второго этапа расчета.

Для стальной трубы принимается двухлинейная диаграмма, связывающая интенсивность напряжений с интенсивностью деформаций « $\sigma_{pi} - \varepsilon_{pi}$ » показанная на рисунке 1. Ее построение основывается на гипотезе А. Илюшина, приведенной в работе [21]. Наклонный участок диаграммы (при деформациях $\varepsilon_{pz} = \varepsilon_{bz} \leq \varepsilon_{pz0} = \sigma_y / E_p$) соответствует условиям одноосного сжатия. В таких условиях $\sigma_{pz} = \varepsilon_{pz} E_p$. Горизонтальный участок зависимости « $\sigma_{pi} - \varepsilon_{pi}$ » соответствует плоскому напряженному состоянию «сжатие-растяжение». Принято, что на этом участке сжимающие напряжения в осевом направлении σ_{pz} и растягивающие в поперечном направлении вдоль стенки трубы $\sigma_{p\tau}$ связаны между собой зависимостью Генки-Мизеса. Радиальными напряжениями, ввиду их малости, пренебрегают.

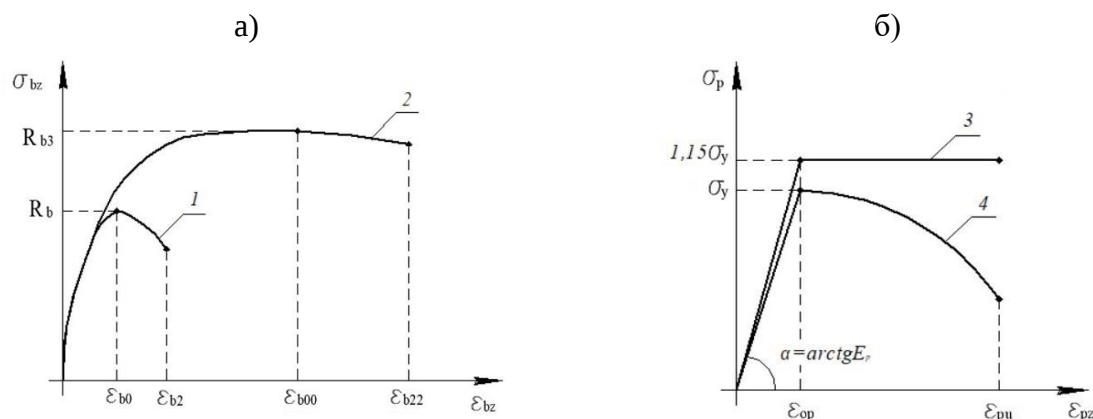


Рисунок 1 - Диаграммы деформирования бетона (а) и стали (б):

1 – бетон при одноосном сжатии; 2 – то же при трёхосном сжатии; 3 – зависимость интенсивности напряжений от интенсивности деформаций стали; 4 – зависимость осевых напряжений от осевых деформаций при плоском напряжённом состоянии стали

При деформациях $\varepsilon_{pzi} > \varepsilon_{pz0}$ боковое давление $0 < \sigma_{bri} \leq \sigma_{bru}$. С ростом σ_{bri} растягивающее напряжение σ_{pri} по модулю также увеличивается, а осевое сжимающее напряжение σ_{pzi} - снижается. При пошаговом наращивании $\varepsilon_{pzi} = \varepsilon_{czi}$ в результате можно получить массив числовых данных $\{\varepsilon_{pzi}\} - \{\sigma_{pzi}\}$, который используется на втором этапа расчета.

Второй этап расчета

С использованием данных, полученных на первом этапе, выполняется деформационный расчет несущей способности сжатого элемента. Расчет выполняется с учетом случайного эксцентриситета и заданной гибкости сжатого стержня.

Предлагаемая методика расчета основывается на следующих предпосылках и допущениях:

- ТБК рассматривается как сжато-изогнутый стержень с расчетной длиной l , к которому со случайным эксцентриситетом e_a приложена продольная сила N (рисунок 2 а);
- влияние продольного изгиба учитывается посредством увеличения эксцентриситета продольной силы на величину прогиба стержня f в расчётном сечении;
- вследствие малости прогибов продольная сила считается по длине колонны постоянной, нормальной к поперечному сечению;
- бетон и сталь рассматриваются как нелинейно деформирующиеся материалы, находящиеся в условиях сложного напряженного состояния;
- диаграммы деформирования бетонного ядра и стальной трубы-оболочки, построенные для центрально сжатой колонны, принимаются неизменными при учете изгиба и случайного эксцентриситета.

Алгоритм деформационного расчёта укрупнённо может быть представлен следующим образом:

- пошагово увеличивают относительную деформацию укорочения $\varepsilon_{bz, \max}$ наиболее сжатого волокна нормального сечения с максимальным прогибом;
- для каждого шага строят эпюру относительных деформаций поперечного сечения, удовлетворяющую условиям равновесия [21];
- с учетом полученной эпюры деформаций определяют приближенное значение максимального прогиба стержня f , соответствующее значение сжимающего продольного усилия N и изгибающего момента $M = N(e_a + f)$;
- определяют горизонтальное смещение оси стержня u в назначенных промежуточных сечениях по высоте элемента, изгибающие моменты в этих сечениях $M = N(e_a + u)$ и строят эпюры относительных деформаций этих сечений, удовлетворяющих условиям равновесия (рисунок 2 б). При этом обеспечивают условие $N = \text{const}$ по всей высоте элемента;
- рассчитывают кривизны всех рассматриваемых сечений, уточняют прогиб и продольное усилие N ;
- строят зависимость « $N - \varepsilon_{pz, \max}$ » и определяют максимальное значение продольного усилия N_u , соответствующее несущей способности стержня.

Прогиб сжатого стержня рассчитывается методом последовательных приближений. В первом приближении значение прогиба определяют в зависимости от кривизны нормального сечения с максимальным прогибом. Например, для внецентренно загруженного стержня с шарнирными опорами (см. рисунок 2 а) рассматривается кривизна в средней части стержня

$$\frac{1}{r_{\max}}$$

(сечение 3) при $z=l/2$. Учитывая выражение для определения кривизны стержня при

продольном изгибе $\frac{1}{r} = \frac{d^2 y}{dz^2}$ и известную приближенную зависимость $y = f \sin(\frac{\pi z}{l})$, получаем следующую формулу

$$\frac{1}{r_{\max}} = \frac{\pi^2}{l^2}.$$

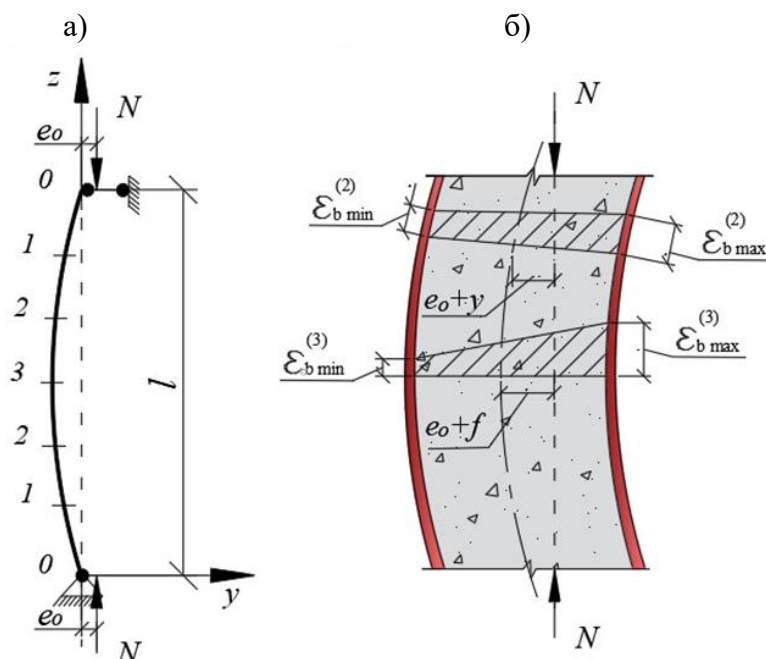


Рисунок 2 - Расчетные схемы:

- а) схема деформирования стержня с шарнирными опорами;
б) эпюры относительных деформаций бетона в сечениях 2 и 3

С другой стороны, кривизна стержня геометрически связана с наклоном эпюры относительных деформаций в его нормальном сечении

$$\frac{1}{r_{\max}} = \frac{\varepsilon_{bz, \max}}{x}, \quad (2)$$

где x – высота сжатой зоны сечения.

Тогда формула для приближенного значения прогиба имеет следующий вид:

$$f = \frac{l^2}{\pi^2} \frac{\varepsilon_{bz, \max}}{x}.$$

Полученное значение прогиба является завышенным. При его определении не учтен тот факт, что жёсткости различных сечений по высоте сжатого стержня разные.

Теоретическое значение прогиба, обусловленного деформацией изгиба, определяется по формуле

$$f = \int_0^l \overline{M_z} \left(\frac{1}{r_z} \right) dz \quad (3)$$

в которой $\overline{M_z}$ – изгибающий момент в сечении z от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения; $\left(\frac{1}{r_z} \right)$ – кривизна в сечении z от нагрузки, при которой определяют прогиб.

Формула (3) позволяет учесть факт того, что жесткость изменяется в разных сечениях по длине стержня. Известно и численное решение данной задачи [21]. Для его практической реализации сжатый стержень делится по длине на четное число n равных участков (см. рисунок 1). Причем приемлемая точность расчета обеспечивается при $n \geq 6$.

Так, при определении прогиба в середине высоты стержня и $n=6$ формула (3) приводится к выражению

$$f = \frac{l^2}{266} \left(\frac{1}{r_0} + 6 \frac{1}{r_1} + 12 \frac{1}{r_2} + 8 \frac{1}{r_{\max}} \right),$$

в котором $(\frac{1}{r_0}); (\frac{1}{r_1}); (\frac{1}{r_2}); (\frac{1}{r_{\max}})$ – кривизны стержня на опорах, в сечениях, расположенных ближе к опорам, в сечениях, расположенных ближе к середине высоты и в середине высоты.

Для вычисления кривизны во всех промежуточных сечениях используют приведенный выше алгоритм деформационного расчета и формулу (2). Поскольку горизонтальное смещение оси стержня в сечениях, расположенных ближе к опорам, меньше чем в середине высоты, жесткость у этих сечений больше, а кривизна меньше.

Таким образом, уточняется прогиб и несущая способность гибкого сжатого стержня. Эту процедуру повторяют до достижения заданной точности расчёта.

В процессе расчёта появляется возможность следить (по величине относительных деформаций), чтобы несущая способность по прочности нормального сечения с учётом их гибкости не превышала величину критической силы, соответствующей потере устойчивости второго рода. Потеря устойчивости будет иметь место, если при полученном максимальном значении продольного усилия деформации бетона в сечении с минимальной жесткостью не достигнут деформаций в вершине диаграммы деформирования. В этом случае получится $\varepsilon_{b00_{bz, \max}}$, что не позволит в полной мере использовать прочностные свойства бетона. В стержнях с очень большой гибкостью возможно недоиспользование прочностных свойств не только бетона, но и стальной трубы. Очевидно, что при применении предложенной методики расчета нет необходимости в формуле для определения критической силы.

Результаты исследования и их анализ

По предложенной методике деформационного расчета составлен алгоритм расчета несущей способности ТБК квадратного сечения, реализованный в компьютерной программе. Для оценки достоверности этой методики выполнено сопоставление теоретических значений несущей способности колонн с экспериментальными данными, полученными по результатам лабораторного исследования сжатых образцов.

Опытные образцы изготавливались из профильных труб квадратного сечения с размерами 100×100×4 мм и 140×140×4 мм. Механические характеристики стали труб соответствовали классам S345 и S245. Трубы заполнялись тяжелым бетоном класса В80. Образцы имели разную гибкость, находящуюся в интервале $\lambda = 17 \div 62$ (значения λ подсчитаны в предположении упругой работы элемента из однородного материала). Они испытывались при кратковременном действии осевой сжимающей силы по стандартной методике.

Основные данные по геометрическим и механическим характеристикам опытных образцов представлены в таблице 1. Используемые в таблице обозначения соответствуют принятым в тексте. Значения R_b соответствуют призменной прочности бетона. Здесь же приведены теоретические величины несущей способности N_u^{th} и экспериментальных разрушающих нагрузок N_u^{exp} .

Таблица 1 – Сопоставление расчетной прочности с данными опытов

Серия, образец	Сечение трубы, мм	l , мм	R_b , МПа	σ_y , МПа	N_u^{exp} , кН	N_u^{th} , кН	N_u^{exp}/N_u^{th}
H100.I-1	100×100×4	520	375	82,3	1343	1336	1,00
H100.I-2	100×100×4	520	375	84,1	1373	1355	1,01
H100.I-3	100×100×4	520	375	86,2	1393	1378	1,01
H100.II-1	100×100×4	920	375	84,3	1300	1241	1,04
H100.II-2	100×100×4	920	375	84,4	1273	1244	1,02
H100.II-3	100×100×4	920	375	83,9	1387	1232	1,13
H100.III-1	100×100×4	1320	375	81,9	1167	1193	0,98
H100.III-2	100×100×4	1320	375	85,1	1213	1211	1,00
H100.III-3	100×100×4	1320	375	85,6	1370	1217	1,13
H100.IV-1	100×100×4	1780	375	83,4	1010	977	1,03
H100.IV-2	100×100×4	1780	375	85,3	993	979	1,02
H100.IV-3	100×100×4	1780	375	83,9	970	978	0,99
H140.I-1	140×140×4	680	272	83,1	2333	2138	1,08
H140.I-2	140×140×4	680	272	84,6	2200	2157	1,02
H140.I-3	140×140×4	680	272	84,9	2347	2166	1,07
H140.II-1	140×140×4	1240	272	85,1	2267	2089	1,08
H140.II-2	140×140×4	1240	272	83,2	2247	2078	1,07
H140.II-3	140×140×4	1240	272	84,3	2327	2080	1,11
H140.III-1	140×140×4	1860	272	84,6	1933	1923	0,99
H140.III-2	140×140×4	1860	272	84,1	1907	1921	0,98
H140.III-3	140×140×4	1860	272	83,9	1860	1920	0,96
H140.IV-1	140×140×4	2030	272	83,6	1800	1855	0,95
H140.IV-2	140×140×4	2030	272	84,8	1873	1859	0,99
H140.IV-3	140×140×4	2030	272	84,2	1847	1857	0,98
Среднее значение							1,03
Средне квадратичное отклонение							0,05

Данные выполненного сопоставления доказывают пригодность предложенной методики расчета для практики. Среднее значение N_u^{exp}/N_u^{th} составило 1,03, а среднее квадратичное отклонение - 0,05.

Кроме несущей способности были проанализированы данные по замеренным деформациям опытных образцов. В образцах серий H100.I, H100.II и H100.III ($\lambda = 18 \div 46$) максимально зафиксированные осевые деформации $\varepsilon_{pz,max}$ находились в интервале $0,0039 \div 0,0048$. В образцах серий H140.I, H140.II и H140.III ($\lambda = 17 \div 42$) значения $\varepsilon_{pz,max}$ были несколько ниже – $0,0033 \div 0,0045$. Эти значения примерно соответствовали теоретическим деформациям в вершине диаграмм деформирования ε_{b00} , которые составили 0,0044 и 0,0036 соответственно. Текучесть стальной трубы наблюдалась при значительно меньших деформациях. Поэтому можно сделать вывод о полном использовании прочностных свойств материалов к моменту разрушения данных образцов. В образцах серий H100.IV и H140.IV ($\lambda = 62$ и $\lambda = 50$) осевые деформации перед разрушением оказались заметно ниже: $\varepsilon_{pz,max} = 0,0026 \div 0,0031$ и $\varepsilon_{pz,max} = 0,0024 \div 0,0026$ соответственно. Такие значения деформаций свидетельствуют о том, что в момент потери несущей способности этих образцов осевые напряжения в бетоне еще не достигли его прочности. При достижении максимальной нагрузки прогибы образцов стали быстро расти, а сжимающая нагрузка снижаться из-за потери устойчивости второго рода.

Полученные данные свидетельствуют о том, что для полного использования прочностных свойств предельная гибкость ТБК должна назначаться несколько меньшей по сравнению с одноосно сжатыми железобетонными конструкциями.

Выводы

1. На основе нелинейной деформационной модели разработана методика расчета несущей способности центрально сжатых ТБК квадратного сечения. Предложенная методика учитывает переменную жесткость разных сечений по высоте сжатого стержня, что для гибких колонн позволяет более точно рассчитывать их прогиб и несущую способность.
2. Максимальная нагрузка, соответствующая потери прочности или устойчивости колонн, определяется по одной методике с использованием одних и тех же формул. Нет необходимости в отдельной формуле для расчета критической силы.
3. Результаты сопоставления расчетных и опытных данных свидетельствуют об удовлетворительной точности расчета по предложенной методике.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Gupta P., Singh, H. Numerical study of confinement in short concrete filled steel tube columns. *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2014. Vol. 11. Pp. 1445-1462. doi:10.1590/S1679-78252014000800010.
2. Huang C.S., Yeh Y.-K., Liu G.-Y., Hu H.-T., Tsai K.C., Weng Y.T., Wang S.H., Wu M.-H. Axial Load Behavior of Stiffened Concrete-Filled Steel Columns. *Journal of Structural Engineering-asce*. 2002. Vol. 128. Pp. 1222-1230. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:9(1222).
3. Giakoumelis G., La, D. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2004. Vol. 60. Pp. 1049-1068.
4. Lv J., Zhou, T., Li, K. Investigation and Application of a New Low-Carbon Material (Preplaced Aggregate Concrete) in Concrete-Filled Steel Tube Stub Columns. *Sustainability*. 2020. Vol. 12. P. 1768.
5. Schneider S.P. Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes. *Journal of Structural Engineering*. 1998. Vol. 124. Pp. 1125-1138.
6. Yu Z.-W., Ding F.-X., Cai C. Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2007. Vol. 63. Pp. 165-174.
7. Zhang Q., Kamiński P., Deifalla A.F., Sufian M., Dyczko A., Ben Kahla N., Atig M. Compressive Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Employing Supervised Machine Learning Techniques. *Materials*. 2022. Vol. 15. P. 4209.
8. Ahmed M, Liang Q.Q, Patel V.I, Hadi M.N.S. Experimental and numerical studies of square concrete-filled double steel tubular short columns under eccentric loading. *Journal Engineering Structures*. 2019. Vol. 197. P. 109419.
9. Auogh P., Sulong N.H.R., Ibrahim Z., Hsiao P-C. Nonlinear analysis of concrete-filled square double-skin steel tubular columns under axial compression. *Engineering Structures*. 2020. Vol. 216. doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110678.
10. Cao B., Zhu L., Jiang X., Wang C. An Investigation of Compression Bearing Capacity of Concrete-Filled Rectangular Stainless Steel Tubular Columns under Axial Load and Eccentric Axial Load. *Sustainability*. 2022. Vol. 14. P. 8946. doi:10.3390/su14148946.
11. Du Y., Chen Z., Xiong M.-X. Experimental behavior and design method of rectangular concrete-filled tubular columns using Q460 high-strength steel. *Journal Construction and Building Materials*. 2016. Vol. 125. Pp. 856-872.
12. Krishan A.L., Troshkina E.A., Astafeva M.A. Strength of compressed concrete filled steel tube elements of circular and square cross- section. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 451. No. 012053. doi:10.1088/1757-899X/451/1/012053.
13. Zhu J-Y, Chan T-M. Experimental investigation on steel-tube-confined-concrete stub column with different cross-section shapes under uniaxial-compression. *Journal of Constructional Steel Research*. 2019. Vol. 162. P. 105729.
14. Wei Y, Zhang Y., Chai J., Wu G., Dong Z. Experimental investigation of rectangular concrete-filled fiber reinforced polymer (FRP)-steel composite tube columns for various corner radii. *Composite Structures*. 2020. Vol. 244. P. 112311. doi:10.1016/j.compstruct.2020.112311
15. Goode C.D., Kuranovas A., Kvedaras A.K. Buckling of Slender Composite Concrete-Filled Steel Columns. *Journal of Civil Engineering and Management*. 2010. Vol. 16. Pp. 230-236.
16. Huang Z., Li D., Uy B., Wang J. Behaviour and design of ultra- high- strength CFST members subjected to compression and bending. *Journal of Constructional Steel Research*. September 2020. doi:10.1016/j.jsr.2020.106351.
17. Le T.T, Asteris P.G and Lemonis M.E. Prediction of axial load capacity of rectangular concrete-filled steel tube columns using machine learning techniques. *Engineering with Computers*. 2021. doi:10.1007/s00366-021-01461-0

18. Shaker F.M.F., Ghanem G.M., Deifalla A.F., Hussei, I.S., Fawzy M.M. Influence of loading method and stiffening on the behavior of short and long CFST columns. *Steel and Composite Structures*. 2022. Vol. 44. Pp. 281–293.
19. Uy B., Tao Z., Han L-H. Behaviour of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2011. Vol. 67. Pp. 360–378.
20. Ding F., Ying X., Zhou L., Yu Z. Unified calculation method and its application in determining the uniaxial mechanical properties of concrete. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*. 2011. Vol. 5. Pp. 381–393. doi:10.1007/s11709-011-0118-6.
21. Кришан А.Л., Римшин В.И., Астафьева М.А. Сжатые трубобетонные элементы. Теория и практика. Москва: АСБ; 2020. 375 с.

REFERENCES

1. Gupta P., Singh, H. Numerical study of confinement in short concrete filled steel tube columns. *Latin American Journal of Solids and Structures*. 2014. Vol. 11. Pp. 1445–1462. doi:10.1590/S1679-78252014000800010.
2. Huang C.S., Yeh Y.-K., Liu G.-Y., Hu H.-T., Tsai K.C., Weng Y.T., Wang S.H., Wu M.-H. Axial Load Behavior of Stiffened Concrete-Filled Steel Columns. *Journal of Structural Engineering-asce*. 2002. Vol. 128. Pp. 1222–1230. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:9(1222).
3. Giakoumelis G., La, D. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2004. Vol. 60. Pp. 1049–1068.
4. Lv J., Zhou, T., Li, K. Investigation and Application of a New Low-Carbon Material (Preplaced Aggregate Concrete) in Concrete-Filled Steel Tube Stub Columns. *Sustainability*. 2020. Vol. 12. P. 1768.
5. Schneider S.P. Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes. *Journal of Structural Engineering*. 1998. Vol. 124. Pp. 1125–1138.
6. Yu Z.-W., Ding F.-X., Cai C. Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2007. Vol. 63. Pp. 165–174.
7. Zhang Q., Kamiński P., Deifalla A.F., Sufian M., Dyczko A., Ben Kahla N., Atig M. Compressive Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Employing Supervised Machine Learning Techniques. *Materials*. 2022. Vol. 15. P. 4209.
8. Ahmed M, Liang Q.Q, Patel V.I, Hadi M.N.S. Experimental and numerical studies of square concrete-filled double steel tubular short columns under eccentric loading. *Journal Engineering Structures*. 2019. Vol. 197. P. 109419.
9. Auogh P., Sulong N.H.R., Ibrahim Z., Hsiao P-C. Nonlinear analysis of concrete-filled square double-skin steel tubular columns under axial compression. *Engineering Structures*. 2020. Vol. 216. doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110678.
10. Cao B., Zhu L., Jiang X., Wang C. An Investigation of Compression Bearing Capacity of Concrete-Filled Rectangular Stainless Steel Tubular Columns under Axial Load and Eccentric Axial Load. *Sustainability*. 2022. Vol. 14. P. 8946. doi:10.3390/su14148946.
11. Du Y., Chen Z., Xiong M.-X. Experimental behavior and design method of rectangular concrete-filled tubular columns using Q460 high-strength steel. *Journal Construction and Building Materials*. 2016. Vol. 125. Pp. 856–872.
12. Krishan A.L., Troshkina E.A., Astafeva M.A. Strength of compressed concrete filled steel tube elements of circular and square cross- section. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2018. Vol. 451. No. 012053. doi:10.1088/1757-899X/451/1/012053.
13. Zhu J-Y, Chan T-M. Experimental investigation on steel-tube-confined-concrete stub column with different cross-section shapes under uniaxial-compression. *Journal of Constructional Steel Research*. 2019. Vol. 162. P. 105729.
14. Wei Y, Zhang Y., Chai J., Wu G., Dong Z. Experimental investigation of rectangular concrete-filled fiber reinforced polymer (FRP)-steel composite tube columns for various corner radii. *Composite Structures*. 2020. Vol. 244. P. 112311. doi:10.1016/j.compstruct.2020.112311
15. Goode C.D., Kuranovas A., Kvedaras A.K. Buckling of Slender Composite Concrete-Filled Steel Columns. *Journal of Civil Engineering and Management*. 2010. Vol. 16. Pp. 230–236.
16. Huang Z., Li D., Uy B., Wang J. Behaviour and design of ultra- high- strength CFST members subjected to compression and bending. *Journal of Constructional Steel Research*. September 2020. doi:10.1016/j.jsr.2020.106351.
17. Le T.T, Asteris P.G and Lemonis M.E. Prediction of axial load capacity of rectangular concrete-filled steel tube columns using machine learning techniques. *Engineering with Computers*. 2021. doi:10.1007/s00366-021-01461-0
18. Shaker F.M.F., Ghanem G.M., Deifalla A.F., Hussei, I.S., Fawzy M.M. Influence of loading method and stiffening on the behavior of short and long CFST columns. *Steel and Composite Structures*. 2022. Vol. 44. Pp. 281–293.
19. Uy B., Tao Z., Han L-H. Behaviour of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 2011. Vol. 67. Pp. 360–378.

20. Ding F., Ying X., Zhou L., Yu Z. Unified calculation method and its application in determining the uniaxial mechanical properties of concrete. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*. 2011. Vol. 5. Pp. 381-393. doi:10.1007/s11709-011-0118-6.

21. Krishan A.L., Rimshin V.I., Astafyeva M.A. *Compressed pipe concrete elements. Theory and practice*. Moscow: DIA; 2020. 375 p.

Информация об авторах:

Кришан Анатолий Леонидович

ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова»,
г. Магнитогорск, Россия,
доктор технических наук, профессор кафедры проектирования и строительства зданий.
E-mail: kris_al@mail.ru

Римшин Владимир Иванович

Московский государственный строительный университет (МГСУ), г. Москва, Россия,
Член-корр. РААСН, доктор технических наук, профессор кафедры жилищно-коммунального комплекса.
E-mail: v.rimshin@niisf.ru

Астафьева Мария Анатольевна

ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова»,
г. Магнитогорск, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры проектирования и строительства зданий.
E-mail: skymanika@mail.ru

Ступак Александра Алексеевна

ФГБОУ ВО «Магнитогорский государственный технический университет им. Г.И. Носова»,
г. Магнитогорск, Россия,
аспирант кафедры проектирования и строительства зданий.
E-mail: aleksandra.stupak@mail.ru

Анпилов Сергей Михайлович

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет (НГАСУ), г. Новосибирск, Россия,
доктор технических наук, доцент, профессор кафедры железобетонных конструкций.
E-mail: anpilovsm@gmail.com

Information about authors:

Krishan Anatoly L.

Magnitogorsk State Technical University named after G.I. Nosov, Magnitogorsk, Russia,
doctor of technical sciences, professor of the department of design and construction of buildings.
E-mail: kris_al@mail.ru

Rimshin Vladimir Iv.

Moscow State University of Civil Engineering (MGSU), Moscow, Russia,
Corresponding member of the RAASN, doctor of technical sciences, professor of the department of housing and communal complex.
E-mail: v.rimshin@niisf.ru

Astafieva Maria An.

Magnitogorsk State Technical University named after G.I. Nosov, Magnitogorsk, Russia,
candidate of technical sciences, associate professor of the department of design and construction of buildings.
E-mail: skymanika@mail.ru

Stupak Alexandra Al.

Magnitogorsk State Technical University named after G.I. Nosov, Magnitogorsk, Russia,
postgraduate student of the department of design and construction of buildings.
E-mail: aleksandra.stupak@mail.ru

Anpilov Sergey M.

Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering (NGASU), Novosibirsk, Russia,
doctor of technical sciences, associate professor, professor of the department of reinforced concrete structures.
E-mail: anpilovsm@gmail.com