

УДК 693.554
ББК 30.4
К-11

Шиляева Ольга Викторовна, кандидат технических наук, доцент кафедры информационных систем в строительстве ФГБОУ ВПО «Ростовский государственный строительный университет», тел.: (863)2019039;

Мурадян Виктор Арутюнович, аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций ФГБОУ ВПО «Ростовский государственный строительный университет», e-mail: muradyan2007@yandex.ru;

Блягоз Алик Моссович, кандидат технических наук, доцент кафедры строительных и общепрофессиональных дисциплин ФГБОУ ВПО «Майкопский государственный технологический университет», e-mail: alfa-maikop@yandex.ru

Сморгунова Марина Васильевна, старший преподаватель кафедры строительных и общепрофессиональных дисциплин ФГБОУ ВПО «Майкопский государственный технологический университет».

К РАСЧЕТУ АРМИРОВАННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН МЕТОДОМ КОНЕЧНОГО ЭЛЕМЕНТА (рецензирована)

В статье рассмотрена железобетонная колонна прямоугольного поперечного сечения под действием вертикальной нагрузки. Реализована конечно-элементная модель колонны, в которой железобетон представлен в виде объемных элементов с трехосным армированием. Приведены результаты численного моделирования, которые позволили установить оптимальное значение толщины защитного слоя бетона.

Ключевые слова: железобетонная колонна, метод конечного элемента, защитный слой бетона, критическая нагрузка, численный эксперимент.

Shilyaeva Olga Victorovna, Candidate of Technical Sciences, assistant professor of the Department of Information Systems in Construction of Rostov State University of Civil Engineering, tel.: (863) 2019039;

Mouradian Victor Arutyunovich, post graduate student of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Rostov State University of Civil Engineering, e-mail: muradyan2007@yandex.ru;

Blyagoz Alec Mossovich, Candidate of Technical Sciences, assistant professor of the Department of Construction and General Professional Disciplines, Maikop State Technological University, e-mail: alfa-maikop@yandex.ru;

Smorgunova Marina Vasiljevna, senior lecture of the Department of Construction and General Professional Disciplines, Maikop State Technological University.

ON THE CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS BY THE FINITE ELEMENT METHOD (reviewed)

In this article the reinforced concrete column of rectangular cross -section under the vertical load has been considered. The finite element model of the column has been implemented in which concrete is presented in the form of volume elements with three-axis reinforcement. The results of numerical simulations that allow defining the optimal value of the thickness of the protective layer of concrete have been given.

Keywords: reinforced concrete column, finite element method, a protective layer of concrete, the critical load, the numerical experiment.

Существующие методы инженерного расчета железобетонных колонн рассматривают анализ по двум группам предельных состояний с учетом вида деформирования элементов, характера приложения нагрузки, линейного и нелинейного поведения материала [1]. При этом для линейного участка деформирования

железобетонных конструкций возможно применением методов осреднения или размазывания арматуры по сечению элемента. Это приводит к моделям для ортотропного материала, общие подходы к исследованию которых описаны, например в [2, 3] и предполагают использование как аналитических, так и численных методов. Для учета эффектов сцепления бетона с арматурой в условиях сложного напряженно-деформированного состояния среды, появления трещин, а также при физически и геометрически нелинейном деформировании возможно лишь использование численных подходов, наиболее эффективным среди которых является применение метода конечных элементов. Достаточно подробный анализ исследования поведения железобетона на основе МКЭ можно найти в монографии [4].

Целью настоящего исследования является определение возможности оптимального расположения продольной арматуры в сечении железобетонной колонны, не имеющей поперечное армирование с целью обеспечения ее наибольшей прочности. Отметим, что методы размазывания арматуры по сечению не могут дать ответа на поставленную задачу, поэтому для ее решения предлагается использование МКЭ на основе пакета Ansys. В качестве критерия оптимальности выбрано достижение наибольшей предельной нагрузки с учетом нелинейного поведения материала, а также явления трещинообразования.

1. Постановка задачи для железобетонной колонны

Рассмотрим железобетонную колонну высоты L прямоугольного поперечного сечения $h \times b$ под действием вертикальной нагрузки P , передаваемой через металлическую пластину на верхней грани колонны. Боковая поверхность колонны свободна от напряжений, нижняя грань – закреплена. Характер приложения нагрузки и закрепления определен возможностью сравнения результатов численного моделирования с экспериментальными данными, получаемыми в соответствующих условиях.

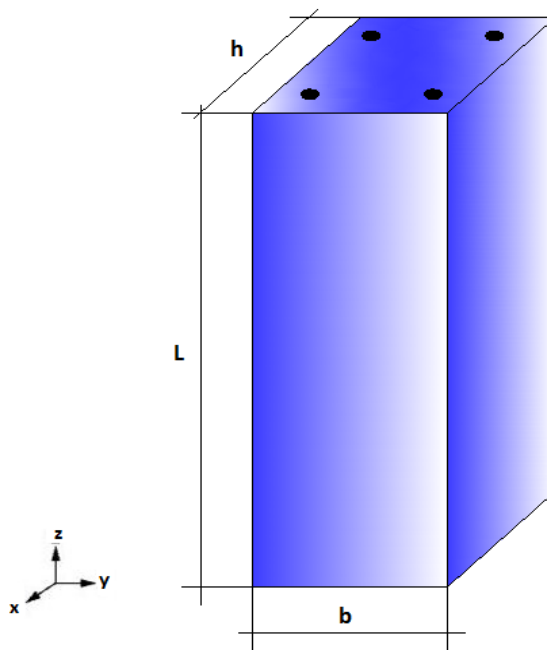


Рис. 1. Исследуемая конструкция

Колонна описывается в декартовой системе координат в виде:

$D = \{(x, y, z), x \in (0, h), y \in (0, b), z \in (0, L)\}$. Армирование в виде 4-х стержней диаметром d является продольным по всей высоте колонны. Величина защитного слоя арматуры α является варьируемым параметром оптимизационного анализа.

Физические свойства материалов бетона и арматуры, для которых проводились расчеты, отражены в таблице 1.

Таблица 1

Бетон	Арматура	
B30	A400	d = 22 мм
B25		d = 28 мм

2. Конечно-элементная модель колонны

При реализации конечно-элементной модели колонны в программном комплексе ANSYS железобетон может быть представлен в виде объемных элементов с трехосным армированием SOLID65. На линейных участках кривой нагружения зависимость между компонентами тензоров напряжений $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}\}^T$ и деформаций $\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yz}, \varepsilon_{xz}\}^T$ имеет вид $\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\}$. При этом матрица упругих постоянных при использовании данного типа элемента определяется на основе теории смесей в виде:

$$[D] = \left(1 - \sum_{i=1}^N \delta_i \right) [D^B] + \sum_{i=1}^N \delta_i [D^A]_i$$

где $[D^B]$ – соответствующая матрица упругих постоянных для бетона; $[D^A]_i$ – матрицы для арматуры, ориентированной в i -м направлении; δ_i – объемная доля i -й арматуры; N – количество направлений армирования.

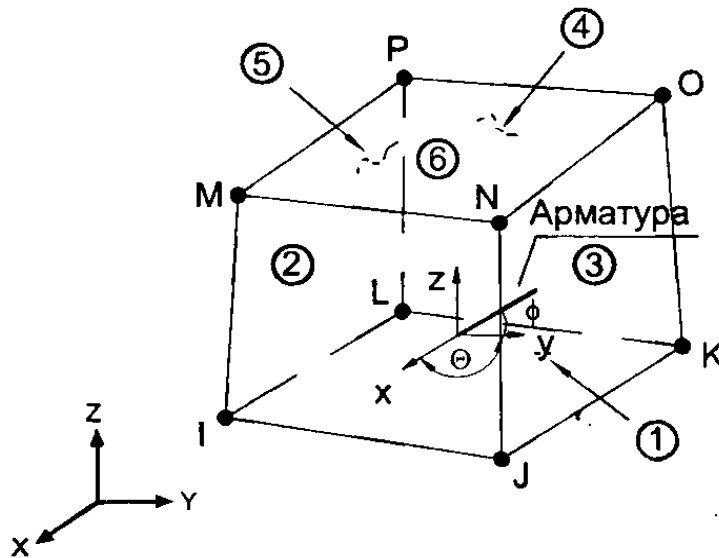


Рис. 2. Геометрия элемента SOLID65

Однако данные элементы не позволяют варьировать характером расположения стержней армирования и использовались для сравнительного анализа получаемых результатов. В итоге бетон представлялся объемными конечными элементами SOLID65 или SOLID185 в зависимости от характера разрушения конструкции: трещинообразование с дроблением (модель 1) или псевдопластическое разрушение (модель 2), а армирование колонны выполнялось трехмерным стержневым элементом LINK8 в условиях жесткой стыковки бетона и арматуры.

В первой модели элемент железобетона SOLID65 определяется восьмью узлами с тремя поступательными степенями свободы в каждом узле $\{U_x, U_y, U_z\}$.

Критерий разрушения бетона при сложном напряженном состоянии при использовании данного элемента формулируется в виде [5]:

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) / f_c - S \geq 0, \quad (1)$$

где F – функция состояния главных напряжений $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$; S – поверхность разрушения, определяемая значениями главных напряжений и параметрами, определяющими значения предельной прочности при растяжении и сжатии бетона; f_c –

прочность бетона при одноосном сжатии.

При невыполнении условия (1) растрескивания или дробления материала конструкции не происходит. В противном случае наблюдается разрушение материала, зависящее от знаков главных напряжений. В нашем случае при продольном сжатии колонны в основном реализуется условие:

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3.$$

Это соответствует сжатию вдоль главной оси 3, при котором функция F имеет вид:

$$F = F_3 = \sigma_i; (i = 1, 2), \quad (2)$$

а поверхность разрушения S определяется уравнением:

$$S = S_3 = (f_t/f_c)(1 + \sigma_3/f_c). \quad (3)$$

Здесь f_t – предельная прочность при одноосном растяжении.

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq 0 \geq \sigma_3.$$

При разрушении материала образование трещин происходит в плоскости, перпендикулярной главным напряжениям σ_1 и σ_2 . Например, для случая $F_3 = \sigma_1$ образование трещин происходит в плоскости, перпендикулярной только главному напряжению σ_1 .

В проведенном численном анализе процесса нагружения колонны наблюдалось, что процесс трещинообразования начинался в области действия нагрузки. Для снижения эффекта концентрации напряжений при разрушении конструкции в верхней части колонна дополнялась металлической накладкой толщиной 0.02 м, жестко сцепленной с верхней гранью колонны. Механические свойства накладки выбирались аналогичными параметрам арматурной стали в условиях линейного деформирования.

При реализации второй модели рассматривалось нелинейное поведение материала в области пластических деформаций с различными пределами прочности на растяжение и сжатие. В этом случае использовались трехмерный объемный элемент SOLID185 и трехмерный стержневой элемент LINK8. Элемент SOLID185 используется для трехмерного моделирования объемных конструкций. При его реализации существенно применены свойства пластичности, больших перемещений, больших деформаций и несимметричности диаграммы нагружения при растяжении и сжатии.

Нелинейное поведение материала с учетом пластических деформаций при сжатии в бетоне описывалось мультилинейной диаграммой при изотропном упрочнении. В качестве критерия текучести выбирался критерий Мизеса при ассоциированном течении. В этом случае предел текучести при сложном напряженно-деформированном состоянии определяется величиной эквивалентных напряжений [6].

3. Определение критической нагрузки

Механизмом для определения критической нагрузки, приводящей к разрушению конструкции колонны в результате трещинообразования или псевдопластического течения, а Ansys является пошаговое нагружение с осуществлением контроля за развитием перемещений или пластических деформаций. Отметим, что момент потери устойчивости (разрушения) колонны характеризуется расходимостью процесса удовлетворения условий равновесия конструкции. Для его определения поэтапно при проведении расчетов выполнялись следующие процедуры.

Исходя из анализа линейной устойчивости колонны по Эйлеру, определялось предельное значение критической нагрузки P_{kr}^* на верхней грани колонны. Отметим, что реальная нагрузка, соответствующая разрушению колонны при нелинейном деформировании среды, всегда оказывалась ниже данной величины.

Рассчитывалось исходное приращение шага по нагрузке ΔP , исходя из устойчивости и скорости сходимости равновесных итераций процесса.

На каждом n -м шаге приращения нагрузки до величины P_{kr}^* контролировалась скорость изменения перемещений или эквивалентных пластических деформаций ε^{pl} путем достижения величиной $\Delta \varepsilon_n^{pl}$ некоторого предельного значения. В этом случае величина

искомого критического усилия определялась по трем последним шагам нагружения, основываясь на аппроксимации величины ε^{pl} :

$$\varepsilon^{pl}(P) = \alpha + \beta(P_{kr} - P)^{-\gamma}, \quad \gamma > 0.$$

Что приводило к решению нелинейного уравнения относительно P_{kr}

$$\Delta \varepsilon_n^{pl} / \Delta \varepsilon_{n-1}^{pl} = \frac{(P_{kr} - P_n)^{-\gamma} - (P_{kr} - P_{n-1})^{-\gamma}}{(P_{kr} - P_{n-1})^{-\gamma} - (P_{kr} - P_{n-2})^{-\gamma}}.$$

4. Результаты численного моделирования

В таблице 2 приведены геометрические параметры конструкции, для которых проводилось исследование при изменении толщины защитного слоя в диапазоне [1, 10] см.

В процессе поиска критического усилия важным элементом является выбор оптимального размера сетки конечных элементов. В качестве критерия выбора размера сетки определена сходимость результатов решения при уменьшении размеров элемента для статического анализа исследования конструкции от действия единичного вертикального усилия. В результате исследования были выбраны оптимальные размеры сетки, определившие следующие общие параметры модели (таблица 3).

Основным выводом проведенного численного анализа является существование оптимальной величины защитного слоя бетона для конкретного набора геометрических и физических параметров модели. Так на рисунке 3 приведена зависимость величины нормированного критического усилия $P_{kr}(a)/P_{kr}(1)$ при следующих геометрических параметрах: $L=3$ м, $h=b=0.3$ м. Величина a имеет оптимальное значение 6 см.

Таблица 2 - Геометрические параметры конструкции

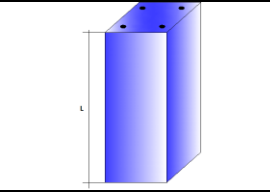
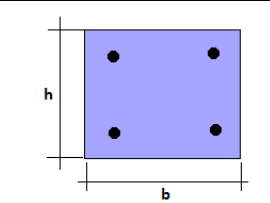
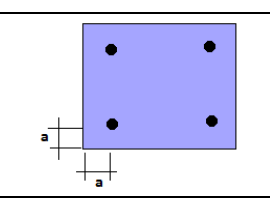
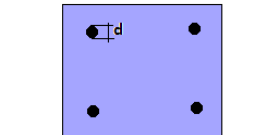
Высота конструкции, L (м)		2.5
		3.0
		3.5
Размеры поперечного сечения		Высота, h (м)
		0.3
		0.4
		0.5
		0.6
		Ширина, b (м)
Толщина защитного слоя, a (см)		B = h
		1
		2
		4
		6
		8
Диаметр стержней продольной арматуры, d (мм)		10
		22
		28

Таблица 3 - Общие параметры модели для $L = 3.0$ м, $b = 0.3$ м, $h = 0.3$ м, $a = 2$ см

Общее число узлов	17069
Общее число элементов	14800

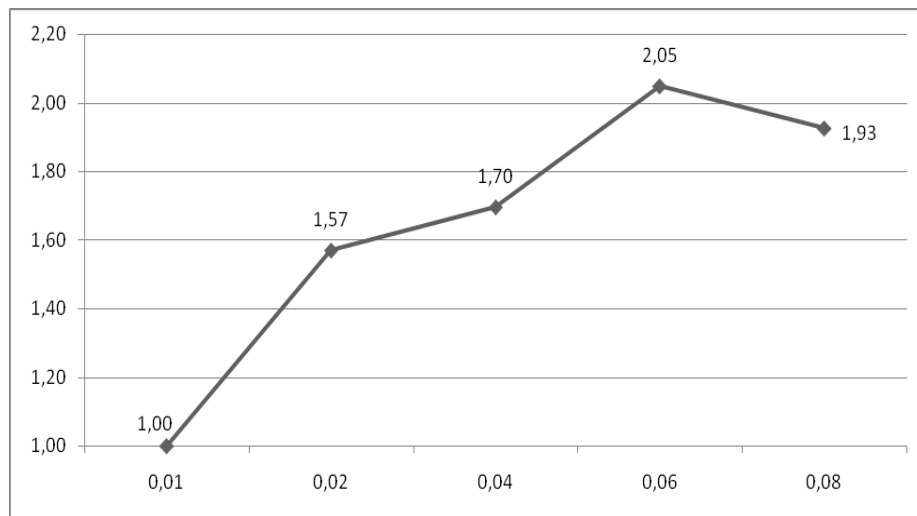


Рис. 3. Зависимость величины нормированного критического усилия от толщины защитного слоя бетона колонн с $L = 3$ м

При изменении высоты колонны положение оптимального значения сохраняется при некотором изменении характера поведения критического усилия. На рисунке 4 приведена аналогичная зависимость для $L = 3.5$ м.

При увеличении размеров сечения колонны оптимальное значение защитного слоя несколько увеличивается при последующей его стабилизации.

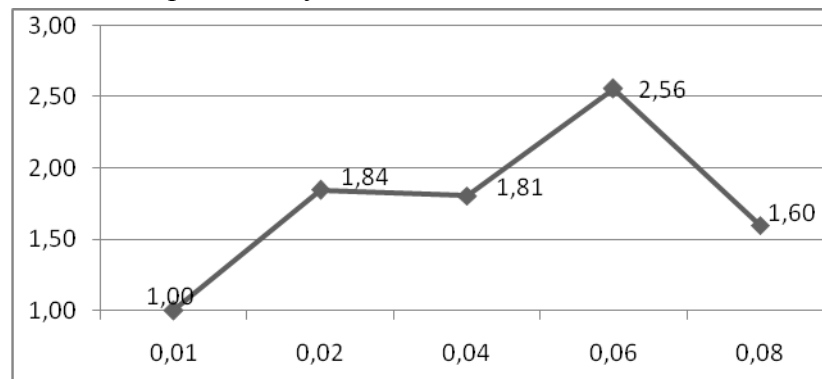


Рис. 4. Зависимость величины нормированного критического усилия от толщины защитного слоя бетона колонн с $L = 3.5$ м

Отметим, что характерные значения величины a проявляются не только на поведении критических усилий, приводящих к разрушению колонны, но и на уровне напряжений в местах наибольшей их концентрации в процессе нагружения конструкции. Так на рисунке 5 отражена зависимость интенсивности напряжений по Мизесу в сечении, близком к основанию колонны. При $a = 6$ см. данная характеристика минимальна.

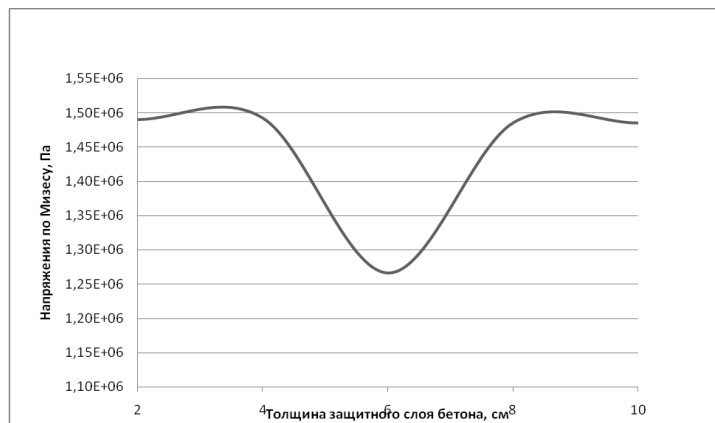


Рис. 5. Распределение напряжений по Мизесу по толщине защитного слоя бетона

Литература:

1. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры: СП52-101-2003. Введ. 2004-03-01 // Система нормативных документов в строительстве: свод правил по проектированию и строительству. М., 2004.
2. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.
3. Кристенсен Р.М. Введение в механику композитов. М.: Мир, 1982. 336 с.
4. Клованич С.Ф., Безушко Д.И. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций. Одесса: Изд-во ОНМУ, 2009. 89 с.
5. K.J. Willam and E.D. Warnke. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering. Vol. 19. ISMES. Bergamo, Italy. p. 174. 1975.
6. ANSYS, Inc. Theory Reference: ANSYS Release 9.0.

References:

1. Concrete and reinforced concrete structures without prestressing reinforcement: SP52 - 101 -2003.Intr. 2004-03-01 //System of legal documents in construction: coll. of rules on designing an construction. M., 2004.
2. Karpenko N.I. General models of the mechanics of reinforced concrete. M.: Stroyizdat, 1996. 416 p.
3. Christensen R.M. Introduction into the mechanics of composite materials. M.: Mir, 1982. 336 p.
4. Klovanich S.F., Bezushko D.I. The finite element method in the calculation of non-linear spatial concrete. Odessa: OSMU Publishing, 2009. 89 p.
5. K.J. Willam and E.D. Warnke. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering. Vol. 19. ISMES. Bergamo, Italy. p. 174. 1975.
6. ANSYS, Inc. Theory Reference: ANSYS Release 9.0.