

Павликов Андрей Николаевич, д-р техн. наук, профессор, заведующий кафедрой, Национальный университет «Полтавская политехника имени Юрия Кондратюка», г. Полтава (Украина)

Гарькавая Ольга Викторовна, канд. техн. наук, доцент, доцент кафедры, Национальный университет «Полтавская политехника имени Юрия Кондратюка», г. Полтава (Украина)

ОБЩИЙ МЕТОД РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ КОСОСЖАТЫХ КОЛОНН НА ОСНОВЕ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

© РУП «Институт БелНИИС», 2020
Institute BelNIIS RUE, 2020

АННОТАЦИЯ

Для решения проблемы разработки деформационной модели напряженно-деформированного состояния кососжатого железобетонного элемента в закритической стадии использована полная диаграмма состояния бетона на основе экспериментально установленных особенностей его деформирования в процессе роста нагрузки. Принятая в общем виде модель напряженно-деформированного состояния кососжатого железобетонного элемента реализована в матричной форме, составляющими которой приняты матрица геометрических характеристик, матрица-вектор параметров деформаций и кривизны, а также матрица-вектор внешних нагрузок. Применение нелинейной деформационной модели в практических расчетах кососжатых элементов реализовано путем введения понятия экстремального критерия прочности элемента. В итоге для использования на практике предложен общий метод расчета прочности кососжатых железобетонных колонн. С целью получения представления о возможности применения разработанного метода в инженерных расчетах прочности

проведены экспериментальные исследования работы колонн под нагрузкой в условиях косоугольного деформирования. Для сравнения данных теоретических расчетов использованы результаты экспериментальных испытаний при косоугольном сжатии железобетонных колонн прямоугольного профиля из тяжелого бетона. Угол наклона внешней силовой плоскости по отношению к вертикальной оси инерции сечения варьировался в диапазоне от 14° до 66° . Экспериментами подтверждено, что предельные фибровые деформации сжатия бетона зависят не от формы сечения, а от формы сжатой зоны бетона. Также получены экспериментальные значения параметров – высоты X сжатой зоны бетона и угла θ наклона нейтральной линии. Сопоставление теоретических значений параметров напряженно-деформированного состояния с данными их экспериментальных значений показало удовлетворительную сходимость. Хорошая сходимость также наблюдалась при сравнении теоретических и экспериментальных значений прочности колонн, о чем свидетельствует коэффициент вариации, равный 6,56 %.

Ключевые слова: железобетон, косоугольное сжатие, прочность, расчет, испытания.

Для цитирования: Павликов, А. Н. Общий метод расчета прочности кососжатых колонн на основе нелинейной деформационной модели / А. Н. Павликов, О. В. Гарькавая // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол.: О. Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2020. – Вып. 12. – С. 153-172. <https://doi.org/10.35579/2076-6033-2020-12-10>.

Andrii Pavlikov, DsC in Engineering Science, Professor, Head of the Department, National University “Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic”, Poltava (Ukraine)

Olha Harkava, PhD in Engineering Science, Associate Professor, Associate Professor of the Department, National University “Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic”, Poltava (Ukraine)

GENERAL METHOD FOR THE STRENGTH ANALYSIS OF BIAxIAL BENDED COLUMNS BASED ON A NONLINEAR DEFORMATION MODEL

ABSTRACT

To solve the problem of developing a deformation model of the stress-strain state of a biaxially bended reinforced concrete column in the supercritical stage using the complete concrete stress-strain diagram, experimentally established features of its load deformation during load growth are used. The theoretical model of the stress-strain state of a biaxially bended reinforced concrete member, adopted in general, was implemented using a physical model in matrix form, the components of which are a matrix of geometric characteristics, a matrix-vector of strains and curvature parameters, and also a matrix-vector of external loads. The problem of difficulty applying nonlinear deformation model in the study of biaxial deformed elements is successfully solved by introduction of the extremal strength criterion. The general method of strength analysis of biaxial bended reinforced concrete columns is developed. The experimental tests data of reinforced concrete columns of a rectangular profile made of heavy concrete at biaxial bending are presented. The inclination angle of the external load plane to the vertical axis of inertia of the section varied in the range from 14° to 66° . It has been confirmed that the ultimate compressed fibrous strains of concrete depend not on the form of the section, but on the form of the concrete compressed area. The theoretical results are in good agreement with the experimental data on the neutral axis depth X and the angle θ of the neutral axis inclination. It should also be noted the good convergence of theoretical and experimental strength of the columns, as evidenced by a coefficient of variation equal to 6.56 %.

Keywords: reinforced concrete, biaxial bending, axial force, strength, test.

For citation: Pavlikov A., Harkava O. *Obshchiy metod rascheta prochnosti kosozhatelykh kolonn na osnove nelineynoy deformatsionnoy modeli* [General method for the strength analysis of biaxial bended columns based on a nonlinear deformation model]. In: *Contemporary Issues of Concrete and Reinforced Concrete: Collected Research Papers*. Minsk. Institute BelNIIS. Vol. 12. 2020. pp. 153-172. <https://doi.org/10.35579/2076-6033-2020-12-10> (in Russian).

ВВЕДЕНИЕ

Как показывает опыт эксплуатации строительных конструкций, косому сжатию подвергаются колонны каркасов производственных и гражданских зданий, опоры мостов, путепроводов, эстакад, бункеров, силосов и водонапорных башен, отдельные элементы мачт, градирен, дебаркадеров, рамных фундаментов под турбогенераторы электростанций, а также многих других строительных объектов.

В условиях косоугольного сжатия работает большая часть железобетонных элементов конструктивных систем зданий, возведенных по типовым и индивидуальным проектам. Примером одной из таких конструктивных систем может служить бесконсольная бескапитально-безбалочная конструктивная система зданий [1–2], которая получила широкое распространение в строительной отрасли Украины благодаря широким возможностям планировочных решений. В этой системе как крайние, так и средние колонны каркаса испытывают косоугольное деформирование вследствие особенностей устройства узла соединения надколонных плит перекрытия с колоннами.

Косому деформированию в той или иной степени подвержены все сжатые элементы, поскольку оно возникает не только от характера приложения нагрузки, но также и от других по происхождению воздействий: неравномерного распределения температурных деформаций, технологических неточностей при изготовлении и монтаже конструкций, механических повреждений и изменений сечений в ходе реконструкций зданий и сооружений.

На сегодня железобетонные конструкции, работающие в условиях косоугольного сжатия, очень часто рассчитывают на плоское внецентренное сжатие в ортогональных главных плоскостях инерции. Проектировщики вынуждены прибегать к такому упрощению, поскольку совершенного и одновременно достаточно простого метода расчета прочности кососжатых элементов, который соответствует требованиям Еврокода-2, пока не разработано. А это, конечно, приводит к искажению истинной картины работы конструкции и, как следствие, к перерасходу материалов и даже к авариям.

Анализ последних публикаций [3–7] показывает, что наиболее целесообразно совершенствовать существующие предложения по расчету несущей способности кососжатых элементов путем применения нелинейной деформационной модели, экстремального критерия прочности и диаграмм физического состояния материалов. Экспериментальные исследования многих ученых свидетельствуют, что в предельном состоянии железобетонных элементов в пределах сжатой его части происходит объемное перераспределение напряжений. Характерной особенностью такого перераспределения является уменьшение напряжений в наиболее удаленных от нейтральной линии деформированных слоях бетона одновременно с увеличением в них деформаций $\varepsilon_{c(1)}$ до предельных значений ε_{cu} . Но явление за критического состояния и соответствующая модель за критической стадии напряженно-деформированного состояния (НДС) железобетонных элементов (ЖБЭ) в современных нормах проектирования пока не используется, а научные работы, которые посвящены применению такого состояния ЖБЭ в их расчетах прочности, имеют много направлений [8–10]. Изложенное выше говорит о том, что по-прежнему для использования на практике существует проблема разработки деформационной модели напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента в за критической стадии при сжатии с использованием полной диаграммы состояния бетона. Особенно это касается ЖБЭ, работающих в условиях косо го сжатия.

РЕЗУЛЬТАТЫ ТЕОРЕТИЧЕСКОГО АНАЛИЗА

Теоретические исследования работы кососжатых ЖБЭ в процессе за гужения связаны со значительными сложностями, возникающими при описании их напряженно-деформированного состояния. И, прежде всего, это связано с тем, что сжато-растянутая форма поперечного сечения зависит от многих факторов: угла наклона плоскости действия внешних сил, расположения арматуры по сечению и соотношения его размеров, способа армирования и коэффициента армирования, физико-механических характеристик арматуры и бетона, уровня за гужения и др.

Все приведенное свидетельствует в пользу того, что модель НДС сложно деформируемых ЖБЭ необходимо принимать в общем виде на основе учета данных экспериментальных исследований. При принятии за основу такого подхода модель напряженно-деформированного состояния кососжатого ЖБЭ в закритической стадии в сечении между трещинами принята в виде, представленном на рисунке 1.

Теоретическая модель рассматривается на примере образцов кососжатых элементов прямоугольного профиля с непереармированным поперечным сечением. При этом система координат для изображения эпюры распределения напряжений по сечению располагается так, что ее начало совпадает с наиболее отдаленной от нейтральной линии точкой. Закон распределения деформаций в сечении принимается линейным. Промежуточные значения напряжений в арматуре и бетоне соответствуют законам состояния арматуры и бетона по Еврокоду-2.

В теоретических исследованиях ЖБЭ, которые работают в условиях косоугольного сжатия, общая система уравнений равновесия в соответствии с изображенной на рисунке 1 физической моделью НДС в закритической стадии принята в матричной форме

$$[A_{ij}]\{B\}=\{C\}. \quad (1)$$

В математической модели напряженно-деформированного состояния кососжатого ЖБЭ составляющая $\{B\}$ представляет собой вектор параметров деформаций и в развернутом виде при использовании расчетной аналитической зависимости для описания криволинейной диаграммы физического состояния бетона по Еврокоду-2 при $k = 1,05E_{cm}\varepsilon_{c1} / f_{cm} = 2$ включает следующие элементы:

$$\{B\} = \left\{ \begin{array}{l} 2f_{cm}\eta_{c(1)} / X \\ f_{cm}\eta_{c(1)}^2 / X^2 \\ E_s / \rho \end{array} \right\}, \quad (2)$$

где E_{cm} – начальный модуль упругости бетона; ε_{c1} – деформации бетона при максимальных напряжениях; f_{cm} – среднее значение призмовой прочности бетона при сжатии; $\eta_{c(1)} = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1}$ – уровень деформаций сжатия бетона в точке, наиболее удаленной от нейтральной линии; X – высота сжатой зоны бетона; E_s – модуль упругости арматурной стали; ρ – коэффициент армирования.

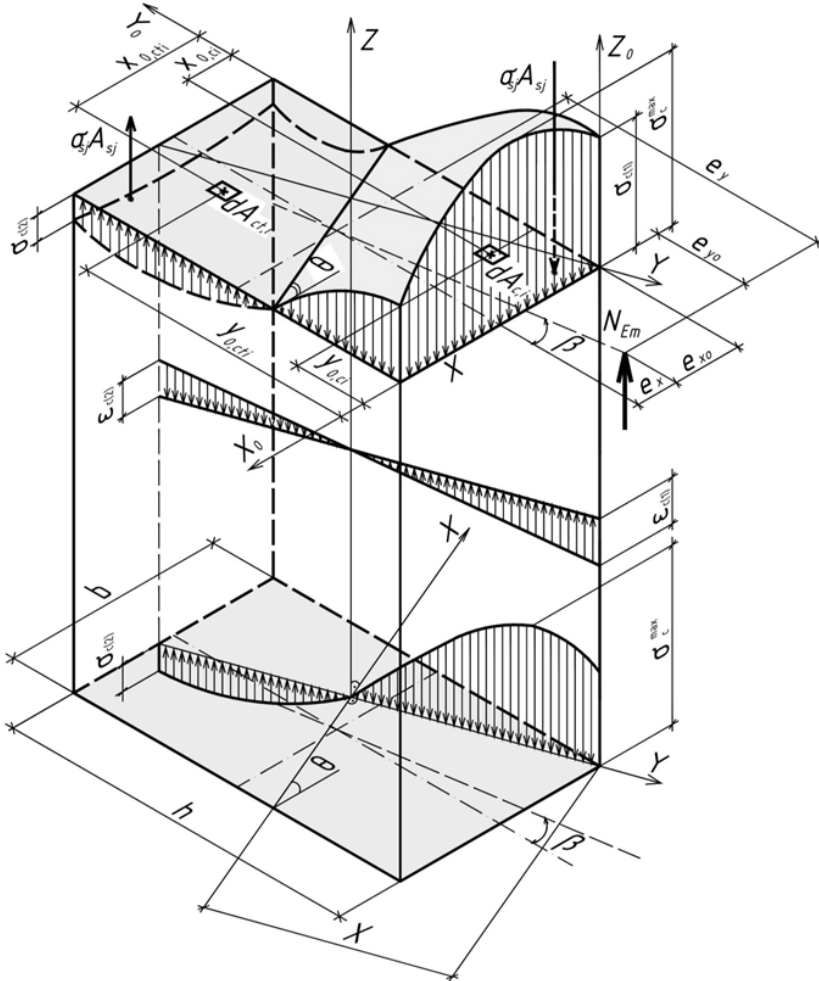


Рисунок 1. Общий вид расчетной деформационной модели напряженно-деформированного состояния кососжатого ЖБЭ в закритической стадии

В системе (1) используется матрица-вектор $\{C\}$ внешних нагрузок

$$\{C\} = \begin{Bmatrix} N_{Em} \\ N_{Em} e_y \\ N_{Em} e_x \end{Bmatrix}, \quad (3)$$

в которой N_{Em} – среднее значение внешней продольной силы; e_x, e_y – эксцентриситеты приложения N_{Em} относительно вертикальной и горизонтальной осей инерции сечения элемента, а также матрица геометрических характеристик

$$[A_{ij}] = \begin{Bmatrix} S_{c,x} & -I_{c,x} & S_{s,x} \\ I_{c,x} & \bar{S}_{c,x} & I_{s,x} \\ I_{c,xy} & -I_{c,y^2x} & I_{s,xy} \end{Bmatrix}. \quad (4)$$

В матрице (4) элементы $S_{c,x}, S_{s,x}, I_{c,x}, I_{c,xy}, I_{s,x}, I_{s,xy}$ – соответственно для бетона (с индексом c) и арматуры (с индексом s) статические моменты (S) и моменты инерции (I); $\bar{S}_{c,x}, \bar{I}_{c,y^2x}$ – статический момент и момент инерции высших порядков площади сжатой зоны бетона, мм⁵.

По данным анализа экспериментальных исследований сделан вывод, что эпюру (поверхность) распределения напряжений по сечению в закритической его стадии можно принять максимально приближенную к цилиндрической с образующими, располагающимися по кривой $z = f(y)$ параллельно нейтральной линии (рис. 1). При выводе функциональной зависимости распределения напряжений $\sigma_c = f(x_0, y_0)$ по сечению в системе координат $X_0 Y_0 Z_0$ необходимо сначала получить уравнение кривой $z = f(y)$, которая, по сути, представляет собой функциональную зависимость распределения напряжений в координатной плоскости YOZ , проходящей ортогонально к нейтральной линии и через наиболее удаленную от нейтральной линии точку в сжатой зоне. Принимая во внимание то, что в системе координат YOZ ось Z будет соответствовать координатам текущих значений

напряжений σ_c , то график искомой кривой в физическом смысле есть не что иное, как диаграмма состояния бетона $\sigma_c - \varepsilon_c$ с нисходящей ветвью в системе координат YOZ . Примененная аналитическая зависимость диаграммы состояния бетона по Еврокоду-2 позволяет закон распределения напряжений в плоскости YOZ согласно с выше изложенными условиями привести к виду:

$$\sigma_c = \frac{f_{cm}\eta_{c(1)}y(kX - \eta_{c(1)}y)}{X(X + k\eta_{c(1)}y - 2\eta_{c(1)}y)}, \quad (5)$$

где y – текущее значение координаты.

Функцию распределения напряжений по сечению в системе координат $X_0Y_0Z_0$ из (5) можно получить путем перехода в эту систему координат из системы координат YOZ . Преобразование координат осуществляются по выражению:

$$y = x_0 \sin(\pi + \theta) + y_0 \cos(\pi + \theta) + X, \quad (6)$$

где θ – угол наклона нейтральной линии к горизонтальной оси инерции сечения; x_0, y_0 – текущие значения координат в системе $X_0Y_0Z_0$.

Используя (5), искомую функцию в системе координат $X_0Y_0Z_0$ в общем виде для бетона сжатой зоны представим так:

$$\sigma_c = \frac{f_{cm}\eta_{c(1)}(X - x_0 \sin \theta - y_0 \cos \theta)(kX - \eta_{c(1)}(X - x_0 \sin \theta - y_0 \cos \theta))}{X^2 + (k - 2)X\eta_{c(1)}(X - x_0 \sin \theta - y_0 \cos \theta)} \quad (7)$$

Значение напряжений σ_{ctm} в бетоне растянутой зоны можно определять, используя непосредственно функцию (7), заменив величину f_{cm} на f_{ctm} . При решении задачи прочности можно принимать $\sigma_{ctm} = 0$.

Анализ зависимости (1) показывает, что напряженно-деформированное состояние ЖБЭ, работающих при косом сжатии, однозначно определяется тремя параметрами – $X, \theta, \eta_{c(1)}$. Зная эти параметры, можно утверждать, что напряженно-деформированное состояние в данной стадии определено. Из этого следует, что решение поставленной задачи на первом этапе сводится к тому, чтобы найти компоненты системы уравнений, описывающих НДС с

помощью неизвестных параметров. На втором этапе необходимо решить данную систему уравнений относительно указанных параметров НДС. Но, как несложно заметить, количество неизвестных будет на одно больше, чем уравнений. Таким неизвестным, которое нельзя определить с помощью имеющихся уравнений, является предельное значение уровня деформаций η_u в точке сжатого бетона, наиболее отдаленной от нейтральной линии. Это значение по физической сути является определяющим параметром критической стадии НДС. Другими словами, необходимо найти такое значение $\eta_{c(1)}$, которое соответствует несущей способности ЖБЭ при полном исчерпании прочности материалов, а именно: когда напряжения в арматуре достигли предела ее текучести, а в бетоне сжатой зоны завершился процесс его разупрочнения в самых отдаленных от нейтральной линии фибрах, значение внутреннего усилия при этом достигает максимума. Такое значение $\eta_{c(1)}$ при выполнении всех необходимых условий можно найти из уравнения

$$\frac{dN_{Rm}(\eta_{c(1)}, \dots)}{d(\eta_{c(1)}, \dots)} = 0, \quad (8)$$

которое является следствием использования понятия экстремального критерия прочности относительно кососжатого ЖБЭ в виде:

$$N_{Rm}(\eta_{c(1)}, \theta_{c(1)}) = \max(N_{Rm}(\eta_u, \theta_u)), \quad (9)$$

где N_{Rm} – значение продольной силы, воспринимаемое ЖБЭ; $\eta_u \neq \text{const}$ – предельное значение уровня деформаций бетона в составе ЖБЭ, которое зависит от характера приложения нагрузки, коэффициента армирования, физико-механических характеристик бетона, формы сжатой зоны бетона и др.

Решение уравнения (1) для общего случая осуществляется численным методом по специально составленному алгоритму, в основу которого положен метод статистических сравнений. Суть метода заключается в том, что решение данной системы, основываясь на ее физическом смысле как модели НДС кососжатого ЖБЭ, должно в любой момент удовлетворять системе неравенств:

$$\left. \begin{aligned} 0 < X < H \\ 0,5 \leq \eta_{c(1)} \leq 2,5 \\ 0 \cong \theta \cong \pi / 2 \end{aligned} \right\}, \quad (10)$$

в которой X – высота сжатой зоны, а ее максимум определяется по формуле

$$H = b \sin \theta + h \cos \theta. \quad (11)$$

Таким образом, с использованием (10) в основу решения системы (1) положено условие, что всегда конкретному случаю сжато-растянутой формы поперечного сечения при заданном уровне деформаций будут соответствовать такие значения X , θ и $\eta_{c(1)}$, которые одновременно удовлетворяют уравнениям (1), (8) и (10).

Процесс выполнения вычислений повторяется до тех пор, пока значение, например, продольной силы, воспринимаемой сечением при заданных эксцентриситетах ее приложения, не достигнет своего максимального значения. Наличие максимального значения силы определяется тем, что с некоторого значения $\eta_{c(1)}$ начинает уменьшаться в отличие от устойчивого его роста с начала загрузки. Как только такое уменьшение зафиксировано, необходимо переходить к процессу численного дифференцирования с целью нахождения величины $\eta_{c(1)} = \eta_u$, которое будет соответствовать требованиям экстремального критерия прочности (8) и которое будет определяющим параметром критической стадии НДС кососжатого ЖБЭ.

Для определения всех параметров критического состояния железобетонных элементов разработана методика реализации предложенной модели на ПЭВМ, апробация которой выполнена путем сравнения расчетных данных с результатами испытаний кососжатых колонн.

КОНСТРУКЦИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ОБРАЗЦОВ

С целью оценки прочности железобетонных колонн при косом сжатии и изучения их работы под нагрузкой, а также для получения экспериментальных значений параметров, характеризующих

напряженно-деформированное состояние колонны при разрушении, были проведены экспериментальные испытания опытных образцов: три серии колонн в зависимости от количества и размещения продольной рабочей арматуры (рис. 2, табл. 1).

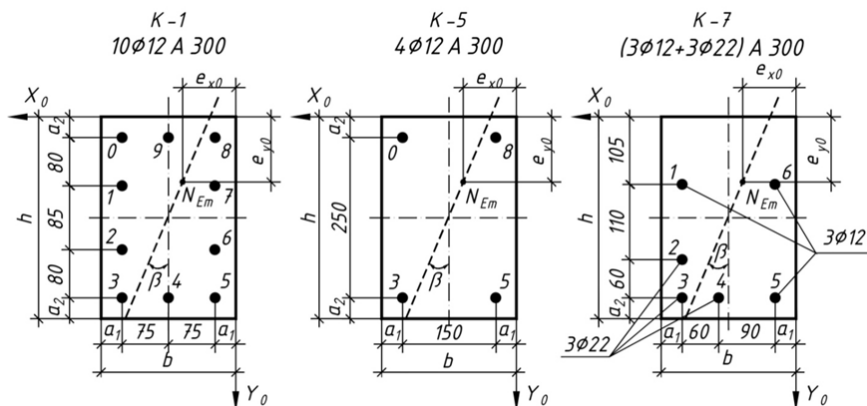


Рисунок 2. Конструкция экспериментальных образцов колонн

Таблица 1

Характеристики экспериментальных образцов колонн

Шифр колонны	Размеры сечения		Эксцентриситеты приложения силы N_{Em}		Характеристики бетона		Характеристики арматуры	
	h , мм	b , мм	e_{x0} , мм	e_{y0} , мм	$f_{cm, prism}$, МПа	$E_{cm} \times 10^{-3}$, МПа	диаметр, класс	f_{yk} , МПа
K-1-15	294	204	82.0	100.0	24.8	28.8	12A300	343
K-1-1	308	204	72.0	83.0	19.2	27.0	12A300	346
K-1-3	296	194	67.0	83.0	19.6	27.0	12A300	340
K-1-4	312	202	61.0	62.5	20.1	27.0	12A300	346
K-1-6	303	201	50.5	31.5	20.1	27.0	12A300	342
K-1-5	301	202	41.0	6.5	20.1	27.0	12A300	343
K-1-11	290	204	32.0	24.0	26.1	29.3	12A300	346
K-1-20	303	204	82.0	132.0	15.7	25.3	12A300	379
K-1-19	312	206	73.0	126.0	15.7	25.3	12A300	378
K-1-16	304	203	61.5	112.0	26.0	29.3	12A300	349
K-1-13	300	196	48.0	100.0	24.8	28.8	12A300	341
K-1-2	300	204	32.0	80.0	20.1	27.1	12A300	350
K-1-9	296	204	22.0	68.0	24.4	28.7	12A300	349

Окончание таблицы 1

К-1-7	298	205	2.0	49.0	24.4	28.7	12А300	350
К-1-14	300	205	56.0	130.0	24.2	28.6	12А300	350
К-1-10	295	205	31.0	117.5	24.2	28.6	12А300	345
К-1-12	294	205	8.0	107.0	24.2	28.6	12А300	344
К-5-3	324	204	92.0	138.0	11.3	22.8	12А300	331
К-5-4	310	220	80.0	108.0	11.9	23.2	12А300	333
К-5-1	304	204	72.0	80.0	11.9	23.2	12А300	333
К-5-2	299	201	61.0	56.0	11.9	23.2	12А300	336
К-7-2	311	205	82.0	108.0	11.5	22.8	12А300 22А300	390 360
К-7-4	314	202	71.0	87.0	11.5	22.9	12А300 22А300	378 355
К-7-1	315	204	72.0	86.0	20.5	28.1	12А300 22А300	397 355
К-7-3	309	202	61.0	60.0	18.9	26.6	12А300 22А300	395 355

РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ

При проведении испытаний колонн на косое сжатие нейтральная линия в исследуемых сечениях при уровнях нагрузки в пределах от 0,7 до 1 и при пластическом деформировании арматуры в растянутой зоне незначительно перемещалась в сторону сжатой зоны вверх параллельно границе трещины в бетоне растянутой зоны. В процессе загрузки при косом сжатии в железобетонных элементах прямоугольного сечения реализовались три случая форм сжатой зоны: треугольная, трапециевидная и пятиугольная.

В колоннах, которые испытывались с постоянной скоростью загрузки, после достижения ими соответственно экстремального значения продольной силы, то есть в закритической стадии, наблюдалось быстрое их разрушение независимо от формы сжатой зоны и класса бетона. Разрушение носило хрупкий или пластичный характер в зависимости от величины коэффициента армирования.

Дальнейший прирост деформаций бетона на участке $\varepsilon_{c1} \dots \varepsilon_{cu}$ после восприятия испытываемыми элементами максимального значения разрушающего усилия N_{Em} на диаграммах их состояния

$N_{Em} - \varepsilon_{c(1)}$ сопровождался устойчивым снижением его величины. Протяженность нисходящей участка диаграммы зависела от процента армирования, формы сжатой зоны, класса бетона.

В колоннах, сжатая зона которых в момент их разрушения принимала форму треугольника, соответствующие значения фибровых деформаций ε_{cu} были больше, чем в колоннах с прямоугольной и трапециевидной формами сжатой зоны при всех прочих равных условиях. При одинаковых физико-механических и геометрических параметрах предельные значения фибровых деформаций бетона ε_{cu} в кососжатых элементах с трапециевидной формой сжатой зоны имели промежуточные значения, то есть такие, которые попадали между значениями предельных величин фибровых деформаций бетона ε_{cu} для элементов с треугольной и прямоугольной формами сжатой зоны.

Значения предельных фибровых деформаций бетона ε_{cu} в наиболее удаленной от нейтральной линии точке сжатой зоны в исследованных элементах бетонов меньшего класса имели большие значения, чем в элементах из бетонов более высоких классов (табл. 2).

В закритической стадии работы напряжения и деформации в арматуре и в бетоне в сечениях на участках между трещинами и в сечениях с трещинами распределялись неравномерно: они менялись от максимума в сечении с трещиной к минимуму в сечении посередине между ними. Объяснение этому явлению – влияние надтрещинной части растянутого бетона на работу кососжатого ЖБЭ.

Таблица 2

Сравнение результатов расчета предельных деформаций сжатого бетона кососжатых железобетонных колонн с экспериментальными данными

Шифр колонн	k*	Угол наклона плоскости приложения внешней нагрузки, β°			Уровень предельных деформаций бетона, η_{u}^{**}		
		теор.	эксп.	$\beta^\circ_{\text{теор.}}$	теор.	эксп.	$\eta_{u, \text{теор.}}$
				$\beta^\circ_{\text{эксп.}}$			$\eta_{u, \text{эксп.}}$
1	2	3	4	5	6	7	8
K-1-15	2.20	20.8	23.0	0.90	1.625	1.75	0.93
K-1-1	2.46	26.3	24.0	1.10	1.870	1.37	1.36
K-1-3	2.46	27.9	27.0	1.03	1.870	1.66	1.13

Окончание таблицы 2

K-1-4	2.38	27.0	22.0	1.23	1.870	1.24	1.51
K-1-6	2.38	24.4	24.0	1.02	1.870	1.64	1.14
K-1-5	2.38	23.3	22.0	1.06	1.875	1.24	1.51
K-1-11	2.16	21.1	21.0	1.00	1.875	1.73	1.08
K-1-20	2.65	43.7	32.0	1.37	1.750	1.56	1.12
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>
K-1-19	2.65	43.5	32.0	1.36	1.875	1.40	1.34
K-1-16	2.17	41.9	44.0	0.95	1.750	1.20	1.46
K-1-13	2.20	43.8	42.0	1.04	1.750	1.98	0.88
K-1-2	2.39	42.8	45.0	0.95	1.875	1.32	1.42
K-1-9	2.22	43.5	44.0	0.99	1.875	1.35	1.39
K-1-7	2.22	44.8	42.0	1.07	1.875	1.20	1.56
K-1-14	2.22	60.2	61.0	0.99	1.625	1.54	1.06
K-1-10	2.22	62.5	61.0	1.02	1.750	1.27	1.38
K-1-12	2.22	65.5	66.0	0.99	1.750	1.36	1.29
K-5-3	3.00	12.3	14.0	0.88	1.750	1.46	1.20
K-5-4	2.94	15.6	19.0	0.82	1.750	1.46	1.20
K-5-1	2.94	18.2	19.0	0.96	2.130	1.63	1.31
K-5-2	2.94	19.8	23.0	0.86	2.000	1.64	1.22
K-7-2	2.97	37.0	22.0	1.68	1.875	2.40	0.78
K-7-4	2.97	31.4	27.0	1.16	2.000	2.50	0.80
K-7-1	2.45	34.4	27.0	1.27	1.875	1.760	1.07
K-7-3	2.45	29.1	25.0	1.16	1.875	2.010	0.93
Математическое ожидание				1.0749			0.8982
Среднее арифметическое отклонение				0.1385			0.0475
Дисперсия				0.0363			0.0035
Среднее квадратическое отклонение				0.1905			0.0589
Коэффициент вариации				0.1772			0.0656

$$* k = 1,05 E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1} / f_{cm,prism}; ** \eta_u = \varepsilon_{cu1} / \varepsilon_{c1}.$$

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ДАННЫХ

Результаты сравнений расчетных и экспериментальных значений угла θ наклона нейтральной линии, высоты X сжатой зоны бетона и прочности N_{Em} (предельной осевой силы при определенных эксцентриситетах приложения относительно вертикальной и горизонтальной осей инерции сечения) колонн приведены в таблице 3.

Таблица 3

**Сравнение результатов теоретических расчетов прочности
в нормальном сечении кососжатых железобетонных колонн
с экспериментальными данными**

Шифр колонны	Угол наклона нейтральной линии θ°			Высота сжатой зоны X , мм			Разрушающая сила N_{Em} , кН		
	теор.	эксп.	$\theta^\circ_{\text{теор.}}$	теор.	эксп.	$X_{\text{теор.}}$	теор.	эксп.	$\frac{N_{Em, \text{теор.}}}{N_{Em, \text{эксп.}}}$
			$\theta^\circ_{\text{эксп.}}$			$X_{\text{эксп.}}$			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
K-1-15	42.9	43.0	1.00	256	211	1.21	1 108	1 250	0.89
K-1-1	46.0	48.0	0.96	225	219	1.03	750	800	0.94
K-1-3	48.0	53.0	0.91	218	205	1.06	723	800	0.90
K-1-4	48.0	40.0	1.20	202	173.5	1.16	620	750	0.83
K-1-6	46.2	46.0	1.00	183	191	0.96	479	585	0.82
K-1-5	45.4	43.0	1.06	171	166	1.03	394	462	0.85
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
K-1-11	43.2	42.0	1.03	153	165	0.93	359	350	1.03
K-1-20	64.0	68.0	0.94	264	249	1.06	1 011	1100	0.92
K-1-19	63.8	72.0	0.89	235	204	1.15	883	1073	0.82
K-1-16	63.0	71.0	0.89	208	163	1.28	798	865	0.92
K-1-13	63.5	62.0	1.02	187	169	1.11	1 021	1000	1.02
K-1-2	62.2	64.0	0.97	172	146	1.18	539	642	0.84
K-1-9	62.2	62.0	1.00	160	150	1.07	520	600	0.87
K-1-7	62.9	64.0	0.98	148	135	1.10	409	425	0.96
K-1-14	74.8	79.0	0.95	189	186	1.02	997	1 73	0.85
K-1-10	74.6	71.0	1.05	158	132	1.20	717	800	0.90
K-1-12	74.3	77.0	0.96	140	126	1.11	548	630	0.87
K-5-3	45.6	46.0	0.99	334	325	1.03	754	850	0.89
K-5-4	48.5	40.0	1.21	259	274	0.95	597	650	0.92
K-5-1	48.5	40.0	1.21	224	245	0.91	468	500	0.94
K-5-2	49.1	46.0	1.07	202	232	0.87	375	450	0.83
K-7-2	35.9	41.0	0.88	279	254	1.10	529	550	0.96
K-7-4	37.9	49.0	0.77	267	231	1.16	456	475	0.96
K-7-1	41.3	48.0	0.86	246	196	1.26	723	800	0.90
K-7-3	40.8	40.0	1.02	243	255	0.95	583	700	0.83
Математическое ожидание			0.9929			1.0746			0.8982
Среднее арифметическое отклонение			0.0770			0.0887			0.0475
Дисперсия			0.0113			0.0119			0.0035
Среднее квадратическое отклонение			0.1065			0.1092			0.0589
Коэффициент вариации			0.1073			0.1017			0.0656

Как видно из полученных данных, предложенная авторами методика позволяет получить достаточно точные значения прочности колон. Коэффициент вариации по значениям изгибающих моментов составляет 6,56 %.

Следует также отметить хорошую сходимость теоретических и экспериментальных значений высоты X сжатой зоны и угла θ наклона нейтральной линии, на что указывают значения среднего арифметического отклонения.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате проведенных исследований установлено:

1. Принятая в общем виде нелинейная деформационная модель напряженно-деформированного состояния кососжатого железобетонного элемента в теоретических исследованиях проще реализуется при применении аналитического изображения физической модели закритической стадии работы ЖБЭ в матричной форме, составляющими которой является матрица геометрических характеристик, матрица-вектор параметров деформаций и кривизны, а также матрица-вектор внешних нагрузок.

2. Экспериментальными исследованиями на колоннах, которые испытывались с постоянной скоростью деформирования, наиболее сжатой фибры бетона установлено, что после восприятия элементом максимального значения разрушающего усилия наступает стойкое его снижение с одновременным ростом деформаций бетона в крайних фибрами сечения.

3. Установлено, что одни и те же элементы при достижении ими закритической стадии разрушаются со значениями фибровых деформаций бетона на сжатие наибольшими при треугольной форме сжатой зоны и наименьшими при прямоугольной форме сжатой зоны при всех прочих равных условиях. При одинаковых физико-механических и геометрических параметрах сечения предельные значения фибровых деформаций бетона в кососжатых элементах с трапециевидной формой сжатой зоны имеют промежуточные значения, то есть такие, которые находятся между предельными значениями фибровых деформаций

бетона для элементов с треугольной и прямоугольной формами сжатой зоны.

4. Анализ сравнения теоретических значений параметров напряженно-деформированного состояния и прочности кососжимаемых железобетонных колонн с экспериментальными данными подтверждает возможность использования разработанной авторами методики расчета прочности на практике.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Павліков, А. М. Впровадження безригельно-безкапітальної каркасної конструктивної системи в проектування будівель під доступне житло / А. М. Павліков, О. В. Гарькава, Д. В. Безрукавий // Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди). – Рівне : НУВГП, 2013. – вип. 27. – с. 352–359.
2. Павліков, А. М. Безконсольно-безкапітально-безбалкові каркаси в будівництві котеджів / А. М. Павліков, Н. М. Пінчук, О. В. Гарькава // Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди). – Рівне : НУВГП, 2018. – Вип. 36. – С. 279–287.
3. Клименко, Е. В. Экспериментально-статистическое моделирование работы железобетонных колонн, поврежденных в процессе эксплуатации / Е. В. Клименко, А. Д. Довгань, Желько Кос // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – 2017. – Вип. 67. – С. 37–42.
4. Bonet, J. L. Effective flexural stiffness of slender reinforced concrete columns under axial forces and biaxial bending / J.L.Bonet, M.L.Romero, P.F.Miguel // Engineering Structures. – 2011. – Vol. 33. – No. 3. – P. 881–893.
5. Bouzid, T. Practical method for analysis and design of slender reinforced concrete columns subjected to biaxial bending and axial loads / T. Bouzid, K. Demagh // Slovak journal of civil engineering. – Bratislava: Slovak university of technology. – 2011. – Vol.1. – P. 24–32.

6. Chen, S. F. Design of biaxially loaded short composite columns of arbitrary section / Chen S. F., Teng J. G., Chan S. L. // Journal of Structural Engineering. – 2001. – Vol. 127(6). – P. 678–685.
7. Rodriguez, J. A. Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section / J. A. Rodriguez, D. J. Aristizabal-Ochoa // Journal of Structural Engineering. – 1999. – Vol. 125. – Issue 6. – P. 672–683.
8. Pallarés, L. Experimental research on high strength concrete slender columns subjected to bending and biaxial bending forces / L. Pallarés, J. L. Bonet, P. F. Miguel, M. A. Fernández Prada // Engineering Structures. – 2008. – Vol. 30. – No 7. – P. 1879–1894.
9. Chang, Shuenn-Yih. Experimental Studies of Reinforced Concrete Bridge Columns under Axial Load Plus Biaxial Bending / Shuenn-Yih Chang // Journal of Structural Engineering. – 2010. – Vol. 136. – No 1(12). – P. 12–18.
10. Павліков, А. М. Визначення міцності залізобетонних колон, що зазнали експлуатаційних пошкоджень / А. М. Павліков, О.В. Гарькава, Б. А. Барияк // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури : Збірник наукових праць ISSN 2415-377X. – Одеса: ОДАБА, 2019. – Вип. № 76. – С. 70–76.

REFERENCES

1. Pavlikov A. M., Harkava O. V., Bezrukavyy D. V. *Zbirnyk naukovykh prats (resursoekonomni materialy, konstruksii, budivli ta sporudy)* [Collection of scientific works (resource-saving materials, structures, buildings and structures)]. 2013. No. 27. pp. 352-359. (ukr)
2. Pavlikov A. M., Pinchuk N. M., Harkava O. V. *Zbirnyk naukovykh prats (resursoekonomni materialy, konstruksii, budivli ta sporudy)* [Collection of scientific works (resource-saving materials, structures, buildings and structures)]. 2018. No 36. pp. 279-287. (ukr)

3. Klimenko Ye. V., Dovgan A. D., Kos Zhelko. *Visnyk Odeskoi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury* [Bulletin of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture]. 2017. No 67. pp. 37-42. (rus)
4. Bonet J. L., Romero M. L., Miguel P. F. (2011). Effective flexural stiffness of slender reinforced concrete columns under axial forces and biaxial bending. *Engineering Structures*. 2011. Vol. 33, No. 3, pp. 881-893.
5. Bouzid T., Demagh K. (2011). Practical method for analysis and design of slender reinforced concrete columns subjected to biaxial bending and axial loads. *Slovak journal of civil engineering*. 2011. Vol.1. pp. 24-32.
6. Chen S. F., Teng J. G., Chan S. L. (2001). Design of biaxially loaded short composite columns of arbitrary section. *Journal of Structural Engineering*. 2001. Vol. 127(6). pp. 678-685.
7. Rodriguez J. A., Aristizabal-Ochoa D. J. (1999). Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section. *Journal of Structural Engineering*. 1999. Vol. 125. Issue 6. pp. 672-683.
8. Pallarés L., Bonet J. L., Miguel P. F., Fernández Prada M. A. (2008). Experimental research on high strength concrete slender columns subjected to bending and biaxial bending forces. *Engineering Structures*. 2008. Vol. 30. No 7. pp. 1879-1894.
9. Chang Shuenn-Yih (2010). Experimental Studies of Reinforced Concrete Bridge Columns under Axial Load Plus Biaxial Bending. *Journal of Structural Engineering*. 2010. Vol. 136. No 1(12). pp. 12-18.
10. Pavlikov A. M., Harkava O. V. Baryliak B. A. *Visnyk Odeskoi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury* [Bulletin of the Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture]. 2019. No76. pp. 70-76. (ukr)

Статья поступила: 28.10.2020

Received: 28.10.2020