

Вестник Евразийской науки / The Eurasian Scientific Journal <https://esj.today>

2022, №3, Том 14 / 2022, No 3, Vol 14 <https://esj.today/issue-3-2022.html>

URL статьи: <https://esj.today/PDF/49SAVN322.pdf>

Ссылка для цитирования этой статьи:

Липович, А. А. Расчет внецентренно сжатых железобетонных колонн с локальным предварительным напряжением арматуры / А. А. Липович, А. С. Чепурненко // Вестник евразийской науки. — 2022. — Т. 14. — № 3. — URL: <https://esj.today/PDF/49SAVN322.pdf>

For citation:

Lipovich A.A., Chepurnenko A.S. Calculation of eccentrically compressed reinforced concrete columns with local prestressing of reinforcement. *The Eurasian Scientific Journal*, 14(3): 49SAVN322. Available at: <https://esj.today/PDF/49SAVN322.pdf>. (In Russ., abstract in Eng.).

УДК 624.04

Липович Андрей Александрович

ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», Ростов-на-Дону, Россия
Аспирант кафедры «Сопrotивление материалов»

E-mail: alipovich@mail.ru

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-4172-7906>

Чепурненко Антон Сергеевич

ФГБОУ ВО «Донской государственный технический университет», Ростов-на-Дону, Россия
Доцент кафедры «Сопrotивление материалов»

Доктор технических наук, доцент

E-mail: anton_chepurnenk@mail.ru

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9133-8546>

РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=778841

SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=56056531000>

Расчет внецентренно сжатых железобетонных колонн с локальным предварительным напряжением арматуры

Аннотация. Статья является частью диссертационного исследования А.А. Липовича, выполняемого под руководством д.т.н., доц. А.С. Чепурненко. В статье рассматривается методика расчета железобетонных колонн с предварительным напряжением растянутой арматуры на отдельных участках. Такие конструкции по сравнению с традиционными железобетонными элементами, имеющими предварительное напряжение по всей длине, характеризуются более благоприятными условиями работы на концевых участках. Представлен вывод разрешающих уравнений для нелинейного расчета колонн на стадии создания предварительных напряжений и стадии работы под нагрузкой. В основу положена гипотеза плоских сечений, а также гипотеза об отсутствии влияния напрягаемой арматуры на напряженно-деформированное состояние концевых участков. Для стадии изготовления задача сведена к системе из двух уравнений относительно приращения осевой деформации и приращения кривизны элемента. Решение данной системы выполняется численно в среде MATLAB по схеме ступенчатого увеличения уровня предварительного напряжения с корректировкой касательного модуля упругости бетона. В качестве аналитической зависимости, определяющей диаграмму «напряжения-деформации» бетона, используется формула Сарджина. В стадии работы под нагрузкой рассмотрен случай шарнирно опертой по концам колонны, нагруженной сжимающей силой с эксцентриситетом. Задача сведена к дифференциальному уравнению второго порядка относительно прогиба, решение которого на каждом шаге по нагрузке выполнялось методом конечных разностей. Приведен пример расчета колонны, который показал прирост несущей способности за счет создания предварительных

напряжений на 8 %. Также существенно возросла трещиностойкость и жесткость конструкции. Достоверность результатов подтверждена конечно-элементным моделированием в трехмерной геометрически и физически нелинейной постановке в программном комплексе ANSYS.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние; колонна; несущая способность; трещиностойкость; предварительное напряжение; физическая нелинейность; железобетон

Введение

В отечественной строительной практике в настоящее время железобетонные колонны с предварительным напряжением арматуры применяются достаточно редко. Распространено мнение, что при преднапряжении арматуры происходит увеличение только жесткости и трещиностойкости конструкций, а несущая способность остается неизменной, и даже снижается [1].

Практически все существующие публикации по предварительно напряженным железобетонным колоннам относятся к конструкциям с симметричным преднапряжением [2–5]. Для внецентренно сжатых колонн с несимметричным предварительным напряжением арматуры исследований пока не проводилось [1], хотя такие колонны могли бы быть эффективны, к примеру, в качестве колонн крайнего ряда в промышленных зданиях, когда положение растянутой от нагрузки грани заранее известно.

В предварительно напряженных конструкциях традиционные способы создания предварительного напряжения предполагают протягивание арматуры на всю длину элемента с выполнением анкеровки на торцах. Армирование и уровень преднапряжения определяется по наиболее нагруженному сечению, следствием чего является перерасход стали [6]. Существуют также и другие негативные эффекты, включая раздробление бетона концевых участков и возникновение технологических незакрывающихся трещин [7].

В работах [8–10] предлагается концепция нового типа железобетонных элементов с локальным предварительным напряжением, позволяющим устранить перечисленные недостатки. Колонны с локальным преднапряжением растянутой арматуры могут быть изготовлены следующим образом.

В процессе бетонирования колонны на участках, которые далее будут подвержены предварительному натяжению, оставляют пазухи (рис. 1). При постоянном по длине колонны классе арматуры арматурные стержни растянутой зоны состоят из двух участков, соединенных натяжными муфтами. В муфтах на половине длины нарезается правая резьба, и на другой половине — левая. Соответствующая резьба нарезается на концах стыкуемых арматурных стержней. В зависимости от направления вращения муфты происходит сближение или удаление концов стержней, и тем самым создаются напряжения предварительного растяжения или сжатия. После создания предварительных напряжений пазухи бетонируются.

При создании предварительных напряжений колонна получает выгиб, который частично компенсирует эксцентриситет приложения нагрузки, кроме того, за счет создания предварительных напряжений увеличивается высота сжатой зоны бетона, что должно положительно отразиться на несущей способности колонн по сравнению с элементами без предварительного напряжения.

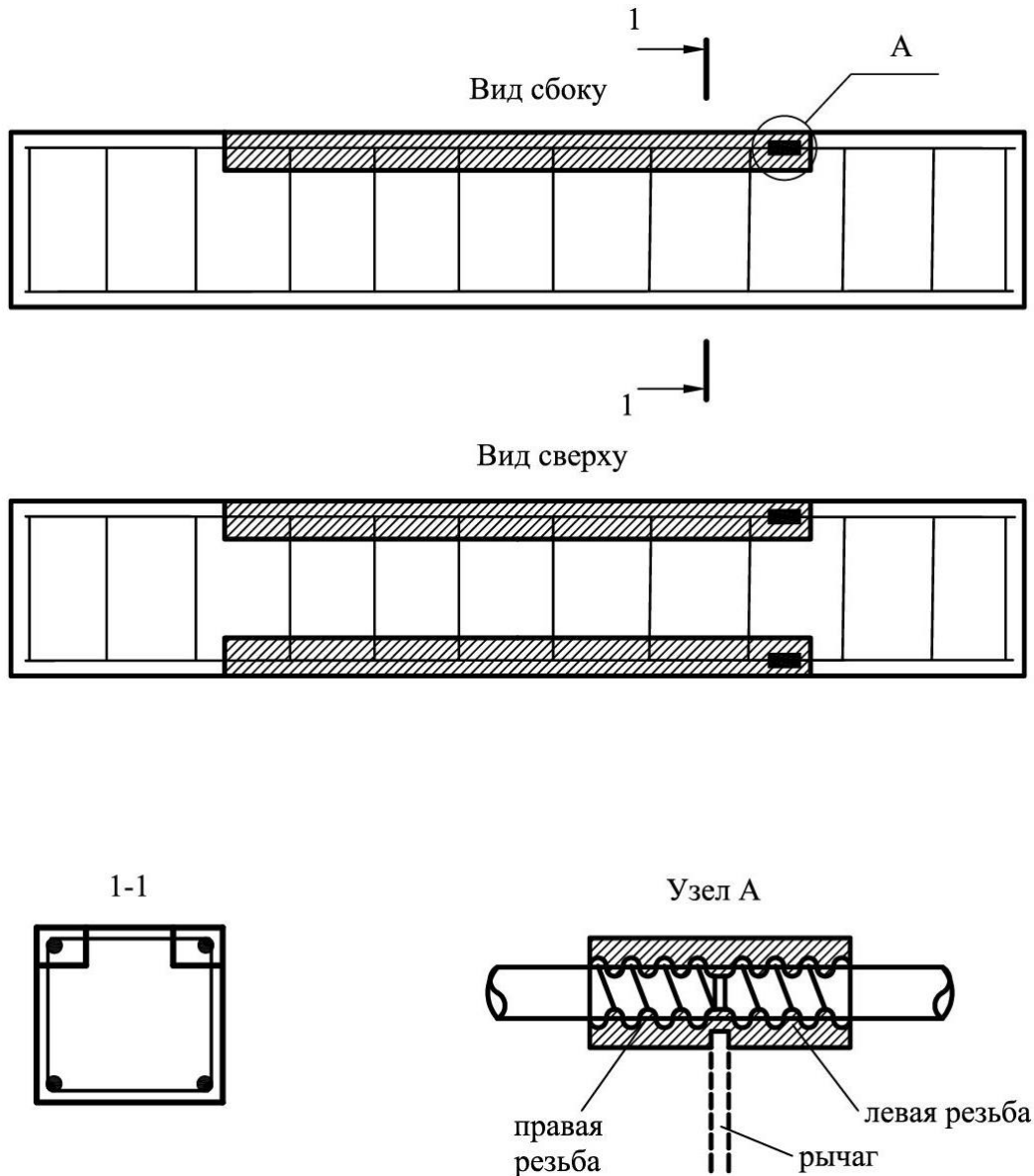


Рисунок 1. Технология создания колонн с локальным предварительным напряжением арматуры (составлено авторами)

Целью настоящей работы выступает разработка методики расчета напряженно-деформированного состояния таких колонн.

Вывод разрешающего уравнения

Работу исследуемых конструкций можно разделить на стадию создания предварительных напряжений, а также стадию нагружения сжимающей силой с эксцентриситетом.

При выводе разрешающих уравнений принимаются следующие гипотезы:

1. Гипотеза плоских сечений.
2. Отсутствие в стадии создания преднапряжения влияния напрягаемой арматуры на напряженно-деформированное состояние приопорных участков ($0 \leq x \leq \frac{l-l_0}{2}$)

и $\frac{(l+l_0)}{2} \leq x \leq l$, где l_0 — длина зоны локального преднапряжения, l — длина колонны).

3. Концентрацией напряжений в месте стыка напрягаемого и ненапрягаемого участка колонны, связанной с изменением размеров поперечного сечения, пренебрегаем.
4. Стык бетона пазух с основным бетоном в стадии работы под нагрузкой считаем идеальным.

Гипотезы 2 и 3 связаны с тем, что учесть указанные факторы возможно, только рассмотрев задачу в трехмерной постановке с использованием МКЭ комплексов. Введение данных гипотез позволяет решать задачу в одномерной постановке (функцией, полностью определяющей напряженно-деформированное состояние является прогиб v , который зависит только от x). Также гипотеза 2 предполагает, что на стадии создания предварительных напряжений за пределами оголенного участка напряжения в напрягаемой арматуре сразу падают от σ_{sp} до нуля (в действительности они падают до нуля на длине зоны анкеровки).

С учетом введенных гипотез в первой стадии изгибающий момент в напрягаемой зоне является постоянным, а в приопорных участках напряжения в бетоне и арматуре отсутствуют. Расчетная схема для первой стадии представлена на рисунке 2.

При выводе уравнений, с целью учета нелинейной работы бетона, будем считать, что его модуль упругости изменяется по высоте сечения. Положительными для бетона и арматуры будем считать растягивающие напряжения, что отражено на рисунке 3.

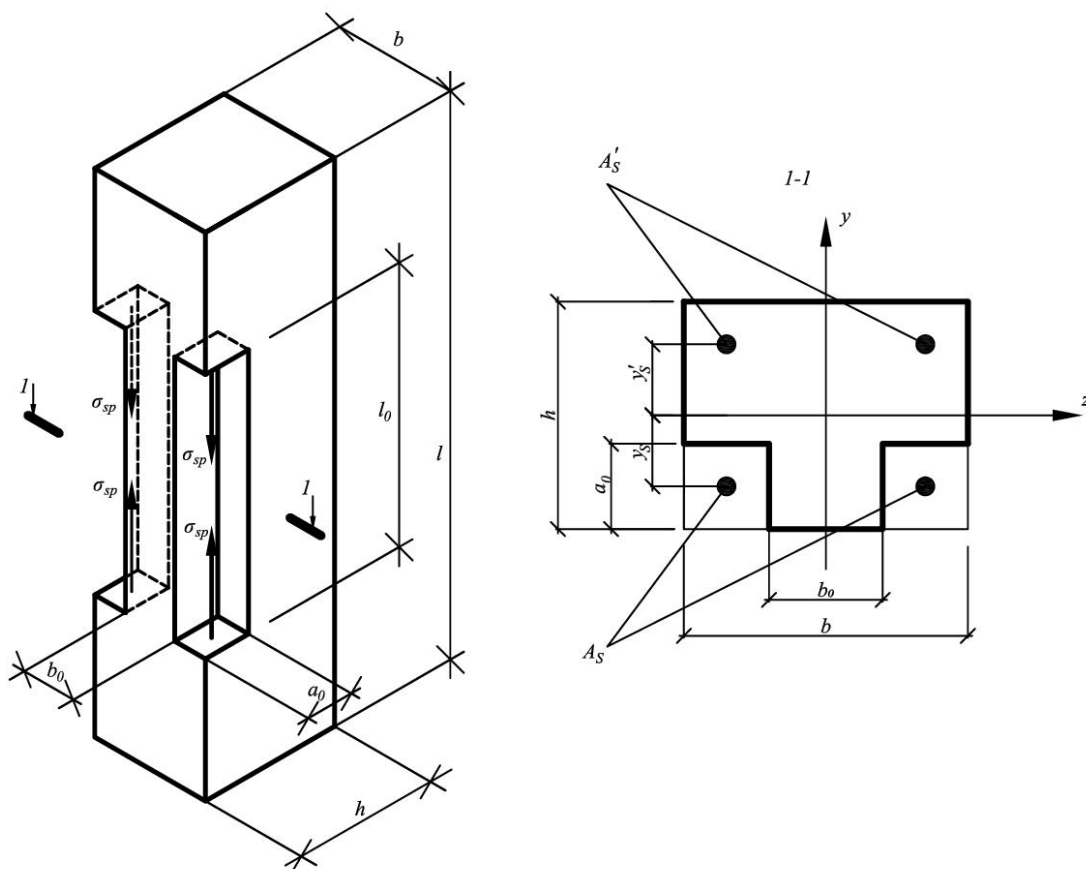


Рисунок 2. Расчетная схема для определения НДС в стадии изготовления (составлено авторами)

Приращение деформации бетона на всех стадиях с учетом гипотезы плоских сечений записывается в виде:

$$\Delta\varepsilon_b = \Delta\varepsilon_0 - y\Delta\chi, \quad (1)$$

где $\Delta\varepsilon_0$ — приращение осевой деформации; $\Delta\chi$ — приращение кривизны элемента.

Приращения напряжений в бетоне определяются следующим образом:

$$\Delta\sigma_b(y) = E_b(y)\Delta\varepsilon_b = E_b(y)(\Delta\varepsilon_0 - y\Delta\chi), \quad (2)$$

где $E_b(y)$ — касательный модуль упругости бетона.

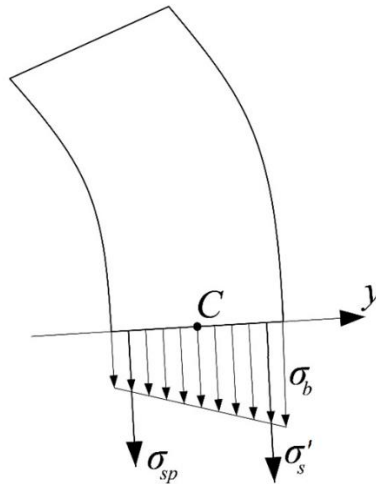


Рисунок 3. Равновесие отсеченной части в стадии создания предварительных напряжений (составлено авторами)

Приращения напряжений в арматуре A'_s из условия ее совместной работы с бетоном записываются в виде:

$$\Delta\sigma'_s = E'_s(\Delta\varepsilon_0 - y'_s\Delta\chi), \quad (3)$$

где E'_s — модуль упругости арматуры A'_s .

Составим сумму моментов относительно точки C (по рис. 3), делящей высоту сечения пополам, в приращениях напряжений:

$$\Delta\sigma_{sp}A_s y_s = \int_A \Delta\sigma_b(y)y dA + \Delta\sigma'_s A'_s y'_s, \quad (4)$$

где A — площадь бетонного сечения; σ'_s — напряжения в сжатой (на стадии нагружения сжимающей силой F) арматуре; σ_{sp} — напряжения в предварительно растянутой арматуре; A_s и A'_s — соответственно площадь предварительно растянутой и сжатой (на стадии нагружения сжимающей силой F) арматуры; y_s и y'_s — соответственно расстояния (по абсолютному значению) от геометрического центра тяжести сечения до центров тяжести арматуры A_s и A'_s .

Интеграл по площади бетона в (4) записывается в виде:

$$\int_A \Delta\sigma_b(y)y dA = b_0 \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \Delta\sigma_b(y)y dy + (b - b_0) \cdot \int_{-\frac{h}{2}+a_0}^{\frac{h}{2}} \Delta\sigma_b(y)y dy, \quad (5)$$

где b_0 — ширина сечения в зоне локального преднапряжения; h — высота сечения.

Далее составим сумму проекций на продольную ось колонны:

$$\Delta\sigma_{sp}A_s + \Delta\sigma'_s A'_s + \int_A \Delta\sigma_b(y)dA = 0. \quad (6)$$

Интеграл в (6) вычисляется по аналогии с (5).

Подставив (2) и (3) в (4), получим следующее уравнение:

$$\begin{aligned} & \Delta\varepsilon_0(E'_s A'_s y'_s + b_0 \int_{-h/2}^{h/2} E_b(y)ydy + (b - b_0) \int_{-h/2+a_0}^{h/2} E_b(y)ydy) - \\ & -\Delta\chi(E'_s A'_s (y'_s)^2 + b_0 \int_{-h/2}^{h/2} E_b(y)y^2 dy + (b - b_0) \int_{-h/2+a_0}^{h/2} E_b(y)y^2 dy) = \Delta\sigma_{sp}A_s y_s. \end{aligned} \quad (7)$$

Второе разрешающее уравнение для стадии изготовления получим, подставив (2) и (3) в (6):

$$\begin{aligned} & \Delta\varepsilon_0 \left(b_0 \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} E_b(y)dy + (b - b_0) \int_{-\frac{h}{2}+a_0}^{\frac{h}{2}} E_b(y)dy + E'_s A'_s \right) - \\ & -\Delta\chi \left(b_0 \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} E_b(y)ydy + (b - b_0) \int_{-\frac{h}{2}+a_0}^{\frac{h}{2}} E_b(y)ydy + E'_s A'_s y'_s \right) = -\Delta\sigma_{sp}A_s. \end{aligned} \quad (8)$$

Систему уравнений (7) и (8) можно записать в следующем виде:

$$\begin{bmatrix} ES & -EI \\ EA & -ES \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta\chi \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta\sigma_{sp}A_s y_s \\ -\Delta\sigma_{sp}A_s \end{Bmatrix}, \quad (9)$$

где

$$EI = b_0 \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} E_b(y)y^2 dy + (b - b_0) \int_{-\frac{h}{2}+a_0}^{\frac{h}{2}} E_b(y)y^2 dy + E'_s A'_s (y'_s)^2;$$

$$ES = b_0 \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} E_b(y)ydy + (b - b_0) \int_{-\frac{h}{2}+a_0}^{\frac{h}{2}} E_b(y)ydy + E'_s A'_s y'_s;$$

$$EA = b_0 \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} E_b(y)dy + (b - b_0) \int_{-\frac{h}{2}+a_0}^{\frac{h}{2}} E_b(y)dy + E'_s A'_s.$$

Величина EI представляет собой изгибную жесткость на участке l_0 , EA — жесткость поперечного сечения при центральном растяжении или сжатии, величина ES при постоянном по высоте сечения модуле упругости бетона эквивалентна произведению модуля упругости приведенного сечения на статический момент. Интегралы в формулах жесткостей вычисляются численно при помощи метода трапеций.

Расчет на стадии изготовления выполняется по схеме ступенчатого увеличения напряжения σ_{sp} . Сечение по высоте разбивается на n_y слоев Δy . На первом шаге $E_b = E_{b0} = const$. На каждом шаге после определения приращений деформаций из формулы (9) вычисляются приращения напряжений в каждом слое, полные напряжения и деформации, по которым определяется касательный модуль слоя.

В качестве зависимости, определяющей кривую «напряжения-деформации» бетона используется формула Сарджина:

$$\frac{\sigma}{R} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta'} \quad (10)$$

где $\eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R}$; ε_R — значение деформации в вершине диаграммы; R — призменная прочность бетона при сжатии; коэффициент k определяет кривизну диаграммы $\sigma - \varepsilon$; $k = 1/\lambda_R$, где λ_R — коэффициент изменения секущего модуля в вершине диаграммы $\sigma - \varepsilon$.

Касательный модуль можно вычислить по формуле:

$$E_{кас} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{R}{\varepsilon_R} \frac{(k - 2\eta)(1 + (k - 2)\eta) - (k\eta - \eta^2)(k - 2)}{(1 + (k - 2)\eta)^2} \quad (11)$$

Перейдем далее к стадии работы колонны под нагрузкой. Рассмотрим шарнирно опертую по концам колонну (рис. 4).

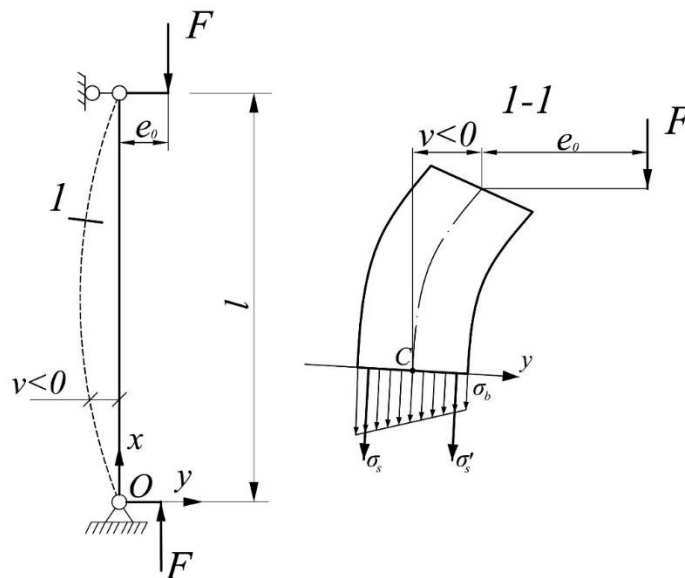


Рисунок 4. Расчетная схема колонны в стадии нагружения (составлено авторами)

В отличие от предыдущей стадии, на данной стадии величины ε_0 и $\chi = \frac{d^2v}{dx^2}$ становятся функциями от координаты x .

В любом сечении колонны справедливы следующие интегральные зависимости:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_s A_s y_s - \Delta\sigma'_s A'_s y'_s - \int_A \Delta\sigma_b y dA &= \Delta M; \\ -\Delta F - \Delta\sigma_s A_s - \Delta\sigma'_s A'_s - \int_A \Delta\sigma_b dA &= 0. \end{aligned} \quad (12)$$

Приращение изгибающего момента ΔM запишется в виде:

$$\Delta M = (F + \Delta F)(e_0 - (v + \Delta v)) - F(e_0 - v) = -F\Delta v - \Delta Fv + \Delta Fe_0 - \Delta F\Delta v. \quad (13)$$

Членом $\Delta F\Delta v$ по сравнению с остальными слагаемыми можно пренебречь ввиду его более высокого порядка малости.

Приращения напряжений в арматуре A_s запишутся в виде:

$$\Delta\sigma_s = E_s(\Delta\varepsilon_0 + y_s\Delta\chi). \quad (14)$$

Приращения напряжений в бетоне и арматуре A'_s , как и ранее, определяются по формулам (2) и (3). Подставив (14), (2), (3) в (12), получим следующую систему уравнений:

$$\begin{aligned} EI \frac{d^2\Delta v}{dx^2} - \Delta\varepsilon_0 \cdot ES &= -F\Delta v - \Delta Fv + \Delta Fe_0; \\ ES \frac{d^2\Delta v}{dx^2} - \Delta\varepsilon_0 \cdot EA &= \Delta F. \end{aligned} \quad (15)$$

Приведенные жесткости EI, EA, ES на участке l_0 определяются по формулам:

$$\begin{aligned} EI &= EI_b^{(1)} + EI_b^{(2)} + E_s A_s y_s^2 + E'_s A'_s (y'_s)^2; \quad EA = EA_b^{(1)} + EA_b^{(2)} + E_s A_s + E'_s A'_s; \\ ES &= ES_b^{(1)} + ES_b^{(2)} - E_s A_s y_s + E'_s A'_s y'_s; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI_b^{(1)} &= b_0 \int_{-\frac{h}{2}}^{-\frac{h}{2}+a_0} E_b^{(1)}(y) y^2 dy + b \int_{-\frac{h}{2}+a_0}^{\frac{h}{2}} E_b^{(1)}(y) y^2 dy; \quad EI_b^{(2)} = (b - b_0) \int_{-\frac{h}{2}}^{-\frac{h}{2}+a_0} E_b^{(2)}(y) y^2 dy; \\ EA_b^{(1)} &= b_0 \int_{-\frac{h}{2}}^{-\frac{h}{2}+a_0} E_b^{(1)}(y) dy + b \int_{-\frac{h}{2}+a_0}^{\frac{h}{2}} E_b^{(1)}(y) dy; \quad EA_b^{(2)} = (b - b_0) \int_{-\frac{h}{2}}^{-\frac{h}{2}+a_0} E_b^{(2)}(y) dy; \\ ES_b^{(1)} &= b_0 \int_{-\frac{h}{2}}^{-\frac{h}{2}+a_0} E_b^{(1)}(y) y dy + b \int_{-\frac{h}{2}+a_0}^{\frac{h}{2}} E_b^{(1)}(y) y dy; \quad ES_b^{(2)} = (b - b_0) \int_{-\frac{h}{2}}^{-\frac{h}{2}+a_0} E_b^{(2)}(y) y dy. \end{aligned}$$

Индексы (1) здесь соответствуют основному бетону, а (2) — бетону пазух.

На конечных ненапрягаемых участках приведенные жесткости определяются по формулам:

$$EA = b \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} E_b(y) dy + E_s A_s + E'_s A'_s; \quad ES = b \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} E_b(y) y dy - E_s A_s y_s + E'_s A'_s y'_s; \quad (18)$$

$$EI = b \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} E_b(y)y^2 dy + E_s A_s y_s^2 + E'_s A'_s (y'_s)^2.$$

Исключив из (15) величину $\Delta \varepsilon_0$, получим разрешающее уравнение относительно приращения прогиба:

$$\left(EI - \frac{(ES)^2}{EA} \right) \frac{d^2 \Delta v}{dx^2} + F \Delta v = -\Delta F \frac{ES}{EA} - \Delta F v + \Delta F e_0. \quad (17)$$

Решение данного уравнения выполняется на каждом шаге по нагрузке численно методом конечных разностей.

Результаты и обсуждение

Была решена тестовая задача для внецентренно сжатой предварительно напряженной железобетонной колонны при следующих исходных данных: $b = 25$ см, $h = 12$ см, $l = 180$ см, $l_0 = 95$ см, $b_0 = 14$ см, $a_0 = 5.5$ см, $E_{b0} = 3,47 \cdot 10^4$ МПа, прочность бетона при сжатии $R = 46,4$ МПа, прочность при растяжении $R_t = 2,9$ МПа, $\sigma_{sp} = 400$ МПа, диаметр арматурных стержней $d = 12$ мм, координаты привязки арматурных стержней $y_s = y'_s = 3$ см, эксцентриситет продольной силы $e_0 = 2$ см.

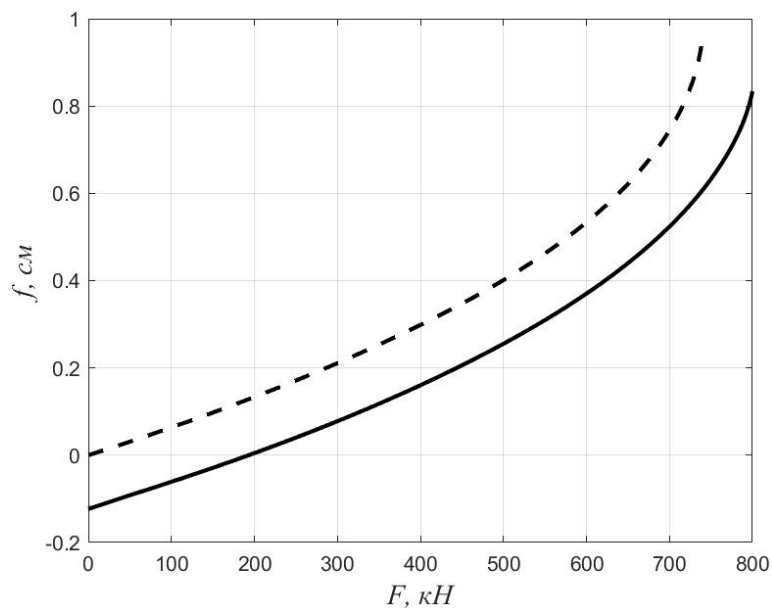


Рисунок 5. Зависимость прогиба от нагрузки для предварительно напряженной колонны (сплошная линия) и колонны без преднапряжения (штриховая линия) (составлено авторами)

На рисунке 5 приведен полученный в результате расчета график зависимости прогиба от нагрузки. Штриховой линией показан результат для аналогичного образца без предварительного напряжения. Отрицательным перемещениям соответствует обратный выгиб на стадии изготовления. Для предварительно напряженной конструкции теоретическое значение предельной нагрузки составило 800 кН, а для аналогичной конструкции без преднапряжения — 740 кН. Таким образом, прирост несущей способности оказался равным 8%. Кроме того, в колонне без преднапряжения трещины в растянутой зоне по расчету образуются при нагрузке $F_{crc} = 455$ кН, а в предварительно напряженной — непосредственно в момент разрушения.

Также для контроля достоверности результатов выполнялось моделирование на стадиях создания предварительных напряжений и работы под нагрузкой в программном комплексе ANSYS (рис. 6) с учетом геометрической и физической нелинейности.

Для бетона использовались объемные КЭ SOLID186 и SOLID187, а для арматуры — BEAM188. В целях экономии машинного времени рассматривалась четверть конструкции. На торце колонны в месте приложения сосредоточенной силы устанавливались элементы типа Surface Coating (SURF154). Замоноличивание пазух моделировалось при помощи функции Element Birth and Death (рождение и смерть элемента). Предварительное напряжение арматуры задавалось как эквивалентное температурное воздействие на нее. В качестве модели материала для бетона использовалась модель Менетрея-Уиллама. Параметры модели принимались в соответствии с рекомендациями, приведенными в [11]. Предельная нагрузка, полученная в результате расчета, составила 800 кН, что совпадает с решением по авторской методике на основе стержневой модели.

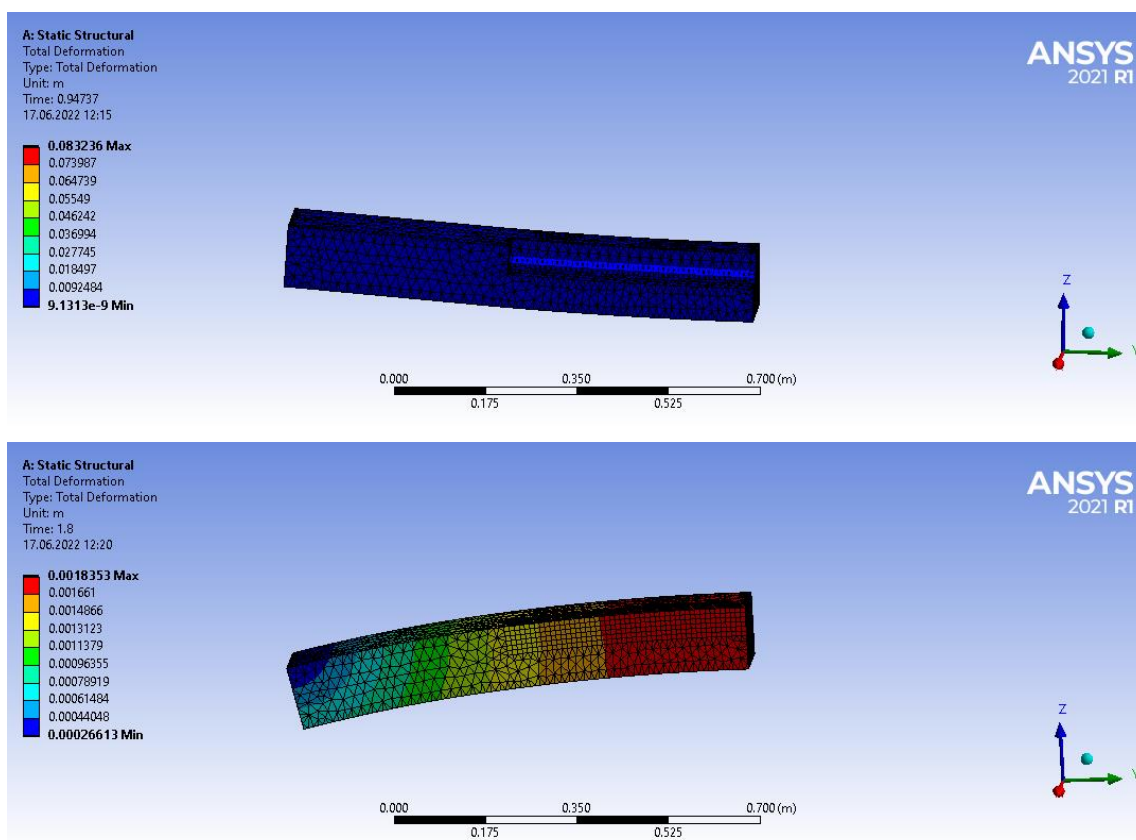


Рисунок 6. Модель колонны в ANSYS на стадиях преднапряжения и работы под нагрузкой (составлено авторами)

Выводы

Получены разрешающие уравнения для определения напряженно-деформированного состояния колонн с локальным предварительным напряжением на стадии изготовления и стадии работы под нагрузкой, разработан алгоритм их численного решения. Решение тестовой задачи показало прирост несущей способности конструкции на 8 % за счет создания предварительных напряжений. Также существенно возросла трещиностойкость — на 75 %, что говорит о перспективности такого конструктивного решения. Методика расчета верифицирована путем сравнения с конечно-элементным расчетом в программном комплексе ANSYS.

ЛИТЕРАТУРА

1. Никулин А.И. Определение величины граничного эксцентриситета при расчете прочности предварительно напряженных железобетонных колонн прямоугольного поперечного сечения / А.И. Никулин, М.З. Захиди // Наука и инновации в строительстве. — 2020. — С. 55–59. URL: <https://elibrary.ru/item.asp?id=44368243>.
2. Yamashita R. Seismic Performance of Precast Unbonded Prestressed Concrete Columns / R. Yamashita, D.H. Sanders // ACI structural journal. — 2009. — Vol. 106. — № 6. — Pp. 821–830.
3. Sakai J. Reinforced concrete bridge columns that re-center following earthquakes / J. Sakai, H. Jeong, S.A. Mahin // Proceedings of the 8th US national conference on earthquake engineering. — 2006. — Vol. 9. — Pp. 5270–5279.
4. Zhang B. Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete column retrofitted with prestressed steel strips / B. Zhang et al. // Structural engineering and mechanics: An international journal. — 2015. — Vol. 55. — № 6. — Pp. 1139–1155.
5. Zhou C. Experimental investigation of axial compressive behavior of large-scale circular concrete columns confined by prestressed CFRP strips / C. Zhou, Y. Qiu, Q. Pan // Journal of Structural Engineering. — 2019. — Vol. 145. — № 8. — Article 04019070. — URL: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0002351>.
6. Грянюк С.Г., Повышение эффективности железобетонных балок за счет использования переменного преднапряжения / С.Г. Грянюк, Д.Р. Маилян, Л.Д. Маилян // Инженерный вестник Дона. — 2017. — № 4. — URL: <http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2017/4427>.
7. Маилян Д.Р. Экологически безопасные и экономически эффективные железобетонные балки с переменным преднапряжением / Д.Р. Маилян, Л.Д. Маилян // Вестник ВолгГАСУ. Сер.: Строительство и архитектура. — 2016. — № 44–2. — С. 94–102.
8. Mailyan D.R. Effective reinforced concrete structures of monolithic frame buildings and structures / D.R. Mailyan, V.A.L. Del Socorro // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. — 2020. — Vol. 913. — № 3. — Article 032049. — URL: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/913/3/032049/meta>.
9. Маилян Д.Р. Эффективные железобетонные колонны каркасно-монолитных зданий / Д.Р. Маилян, В.А.Л.Д. Сокорро, А.Г. Умаров // Инженерный вестник Дона. — 2020. — № 6. — URL: <http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/N6y2020/6522>.
10. Чубаров В.Е. К расчету железобетонных колонн со смешанным армированием / В.Е. Чубаров, А.Г. Умаров, В.Д. Маилян // Инженерный вестник Дона. — 2017. — № 1. — URL: <http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n1y2017/3988>.
11. Dmitriev A. Calibration and validation of the Menetrey-Willam constitutive model for concrete / A. Dmitriev, Y. Novozhilov, D. Mikhalyuk, V. Lalin // Construction of Unique Buildings and Structures. — 2020. — № 3. — Pp. 1–22.

Lipovich Andrei Alexandrovich

Don State Technical University, Rostov-on-Don, Russia
E-mail: alipovich@mail.ru
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-4172-7906>

Chepurnenko Anton Sergeevich

Don State Technical University, Rostov-on-Don, Russia
E-mail: anton_chepurnenk@mail.ru
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9133-8546>
RSCI: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=778841
SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=56056531000>

Calculation of eccentrically compressed reinforced concrete columns with local prestressing of reinforcement

Abstract. The article is part of the dissertation research by A.A. Lipovich, carried out under the guidance of Dr. A.S. Chepurnenko. The article discusses the methodology for calculating reinforced concrete columns with prestressing tensile reinforcement in separate sections. Such structures, in comparison with traditional reinforced concrete elements with prestressing along the entire length, are characterized by more favorable working conditions at the end sections. The derivation of resolving equations for the nonlinear calculation of columns at the stage of prestressing and the stage of work under load is presented. It is based on the hypothesis of flat sections, as well as the hypothesis of the absence of the influence of prestressing reinforcement on the stress-strain state of the end sections. For the manufacturing stage, the problem is reduced to a system of two equations for the axial strain increment and element curvature increment. The solution of this system is carried out numerically in the MATLAB environment according to the scheme of a stepwise increase in the level of prestressing with the correction of the tangential modulus of elasticity of concrete. Sargin's formula is used as an analytical dependence that determines the "stress-strain" diagram of concrete. At the stage of work under load, the case of a column hinged at the ends, loaded with a compressive force with eccentricity, is considered. The problem is reduced to a second-order differential equation with respect to deflection, the solution of which at each load step was performed by the finite difference method. An example of the calculation of the column is given, which showed an increase in the bearing capacity due to the creation of prestresses by 8 %. The fracture toughness and rigidity of the structure also increased significantly. The reliability of the results was confirmed by finite element modeling in three-dimensional geometrically and physically nonlinear formulation in the ANSYS software package.

Keywords: stress-strain state; column; bearing capacity; crack resistance; prestressing; physical nonlinearity; reinforced concrete