

А.Г. ТАМРАЗЯН¹¹Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

К БЕЗОПАСНОМУ ЗНАЧЕНИЮ ДЛИТЕЛЬНОГО НАГРУЖЕНИЯ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Аннотация. В практике расчетов сжатых железобетонных элементов на статические воздействия ряд вопросов, важных для определения деформаций и несущей способности этих элементов, не имеют до сих пор окончательных и однозначных ответов. Прежде всего, это проблема достоверного учета длительного действия внешней нагрузки. В отличие от изгибаемых элементов несущая способность сжатых стержней зависит от времени пребывания их под нагрузкой.

В статье рассматриваются вопросы влияния гибкости, коэффициента армирования при длительном действии нагрузки на уменьшение несущей способности железобетонного сжатого стержня.

Предложена методика расчета для определения длительного сжимающего усилия, обеспечивающего заданный период безопасной эксплуатации железобетонных колонн.

Выявлена зависимость отношения уровня длительного действия к кратковременной разрушающей нагрузке на прогибы сжатых стержней.

Проведен анализ экспериментальных исследований, свидетельствующий о том, что величина этого отношения зависит от эксцентриситета продольной силы, а также данные по величине снижения длительного сопротивления колонн.

Получены зависимости отношения жесткости колонны при длительном и кратковременном действии внешней нагрузки от гибкости стержней, которая заложена в действующих нормативных документах, и являющаяся определяющим фактором при решении вопроса об учете длительного характера нагружения.

Сделанный вывод подтверждается данными вышеприведенных экспериментальных исследований.

Ключевые слова: железобетонные стойки, длительное нагружение, армирование, ползучесть, эксцентриситет, прогибы, гибкость, безопасность.

A.G. TAMRAZYAN¹¹National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

TO THE SAFE VALUE OF LONG-TERM LOADING OF COMPRESSED REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

Abstract. In the practice of calculations of compressed reinforced concrete elements for static effects, a number of questions important for determining the deformations and bearing capacity of these elements still do not have definitive and unambiguous answers. First of all, this is the problem of reliable accounting for the long-term effect of the external load. Unlike bending elements, the bearing capacity of compressed rods depends on the time they are under load.

The article deals with the influence of flexibility, the coefficient of reinforcement under long-term load on the decrease in the bearing capacity of a reinforced concrete compressed rod.

A calculation method is proposed to determine the long-term compressive force that provides a given period of safe operation of reinforced concrete columns.

The dependence of the ratio of the level of long-term action to the short-term breaking load on the deflections of compressed rods is revealed.

An analysis of experimental studies was carried out, indicating that the value of this ratio depends on the eccentricity of the longitudinal force, as well as data on the magnitude of the reduction in the long-term resistance of the columns.

Dependences of the stiffness ratio of the column under long-term and short-term external load on the flexibility of the rods, which is laid down in the current regulatory documents, and which is the determining factor in deciding whether to take into account the long-term nature of loading, are obtained.

This conclusion is confirmed by the data of the above experimental studies.

Keywords: reinforced concrete racks, long-term loading, reinforcement, creep, eccentricity, deflections, flexibility, safety.

Введение

Актуальным до настоящего времени является вопрос обсуждения расчетной схемы распределения напряжений в бетоне по высоте сечения на различных стадиях работы его под нагрузкой при различных эксцентриситетах продольных сил.

В связи с предусмотренной в [1] необходимостью расчета на длительное действие нагрузки, выявились различные взгляды на сложную проблему несущей способности и устойчивости железобетонных сжатых стержней.

Задача расчета сжатых стержней по второй группе предельных состояний, требовавшая определения эксплуатационного напряженно-деформированного состояния сечений, привлекает внимание исследователей, которые связывают несущую способность колонн с историей нагружения (имеется в виду история их нагружения и деформирования во времени). Можно считать, что многочисленные варианты построения теории ползучести бетона в значительной степени связаны с изучением процесса длительного деформирования сжатых железобетонных элементов [2-11].

Практические запросы строительства, связанные, прежде всего с необходимостью экономии материалов, ставят новые вопросы и требуют более тщательного изучения уже известных проблем.

Изучение перечисленных выше вопросов, а также других, имеющих важное значение для формирования представлений о наиболее важных проблемах теории сопротивления сжатых железобетонных стержней длительному нагружению, проводилось [12,13]. Благодаря результатам, полученным в этих и других работах, в действующих нормативных документах заложены новые принципиальные положения расчета сжатых элементов в зависимости от гибкости и эксцентриситетов продольных сил при кратковременном и длительном действии внешней нагрузки.

Результаты экспериментальных исследований по определению эксплуатационного напряженно-деформированного состояния, [14-16] подтверждают достаточно высокую надежность аналитических зависимостей для определения текущих значений напряжений в бетоне и арматуре и прогибов сжатого железобетонного стержня в условиях длительно действующей внешней нагрузки. Это позволяет поставить вопрос об определении влияния длительного нагружения на несущую способность сжатых железобетонных элементов. В определенном смысле можно говорить о решении задачи об устойчивом деформировании этих элементов, критерием которого является оптимальный срок службы конструкции.

Для определения длительного сжимающего усилия, обеспечивающего заданный период безопасной эксплуатации железобетонных колонн, можно рассмотреть ставшие классическими опытные данные, полученные [17-19] и др., которые были использованы при разработке ранее действовавших нормативных документов.

Методы

Целью анализа является предположение, что при определенных значениях отношения длительно действующей продольной силы к кратковременной разрушающей прогибы сжатых стержней растут в течение долгого времени.

Кривую длительного деформирования можно разбить на пять характерных участков (рисунок 1).

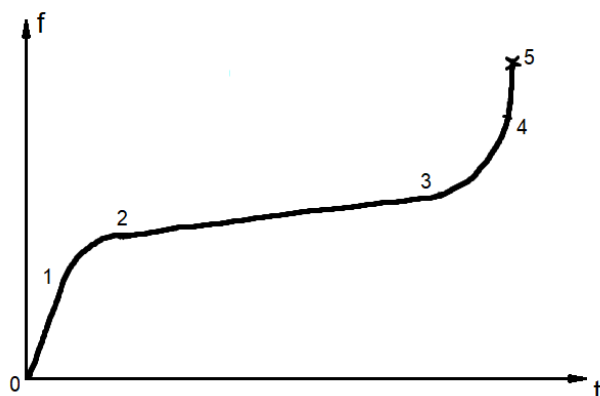


Рисунок 1 - Развитие прогибов во времени при длительном сжатии гибких железобетонных стержней

На первом, почти вертикальном участке 0-1, соответствующем моменту приложения нагрузки, развиваются в основном упругие деформации. На участке 1-2, имеющем относительно небольшую протяженность, прогибы растут с явно затухающей скоростью и переходят в почти прямолинейный участок 2-3 с небольшим углом наклона к горизонтали. На этом участке развитие прогибов происходит с небольшой, но практически постоянной скоростью, достаточно продолжительное время. Длина участка 2-3 зависит от ношения длительно действующей продольной силы к кратковременной разрушающей и от гибкости железобетонных колонн. Именно длина этого участка определяет время безопасной эксплуатации колонн. Незначительная скорость нарастания прогибов на этом участке свидетельствует о стабилизации процесса ползучести в бетоне. Вместе с тем наличие как угодно малой скорости нарастания прогибов в течение достаточно большого времени свидетельствует о незатухающем процессе нарушения условий равновесия внутренних и внешних усилий в сечениях, сам факт проявления которого, несмотря на относительно малые приращения усилий, таит в себе угрозу возможного разрушения колонны.

Действительно, медленное, но неуклонное нарастание прогибов в течение большого промежутка времени приводит к росту внешних моментов продольной силы, которые могут превысить сопротивление внутренних сил и вызвать ускоренный рост прогибов, характеризующихся ординатами кривых на участках 3-4 и 4-5 и последующим разрушением стержня - точка 5. Очевидно, что на участке 2-3 развиваются линейные деформации ползучести, а на участке 3-4 они переходят в нелинейную область. С точки зрения безопасной эксплуатации сжатого стержня нас интересует, прежде всего, длина участка 2-3, ибо после прохождения его равновесие внутренних и внешних усилий начинает нарушаться, и колонна переходит в состояние, близкое к предельному. Необходимо, следовательно, уметь определять оптимальное значение отношения длительно действующей внешней продольной силы к кратковременной разрушающей.

Опытные данные [19] свидетельствуют о том, что величина этого отношения зависит от эксцентриситета продольной силы.

Наименьшее значение это отношение, безопасное для длительной эксплуатации сжатых стержней, имеет при центральном сжатии.

Не вызывает сомнения, что на величину снижения кратковременной разрушающей нагрузки до безопасного уровня должны оказывать влияние и коэффициент продольного армирования и параметры, определяющие развитие самого процесса ползучести в бетоне.

Влияние длительного характера внешних сжимающих сил на сопротивление гибких железобетонных колонн возможно учесть прогибом, изменяющемся во времени вследствие проявления неупругих деформаций бетона.

Введем понятие характеристики жесткости колонны "С" и определим ее в функции расчетного эксцентриситета продольной силы, включающего в себя полный прогиб, для случая кратковременного действия внешней нагрузки (1):

$$C_{кр} = \frac{N\lambda^2}{R_b A} \cdot \frac{e_0 + \bar{f}_{кр}}{\bar{f}_{кр}}. \quad (1)$$

При длительном действии нагрузки такой же интенсивности имеем выражение (2)

$$C_{дл} = \frac{N\lambda^2}{R_b A} \cdot \frac{e_0 + \bar{f}_{дл}}{\bar{f}_{дл}}. \quad (2)$$

То есть величина снижения несущей способности сжатых железобетонных элементов зависит от соотношения:

$$m_{дл,э} = \frac{C_{дл}}{C_{кр}} = \frac{1 + e_0 / \bar{f}_{дл}}{1 + e_0 / \bar{f}_{кр}}. \quad (3)$$

При $e_0 = 0$, т.е. при центральном сжатии, по формуле (3) не происходит снижение жесткости, что противоречит опытным данным. Это противоречие можно объяснить тем, что в реальных железобетонных конструкциях центрального сжатия достичь не удастся вследствие наличия начальных кривизн, неточности установки продольной арматуры, а также различной деформативности бетона по высоте и ширине поперечных сечений. Вместе с тем наличие этих несовершенств оказывает настолько сильное влияние на снижение несущей способности колонн при длительном действии нагрузки, что приводит к весьма существенному изменению схемы распределения внутренних усилий в сечениях и, в конечном счете, вызывает наибольшее снижение несущей способности именно при отсутствии заданных эксцентриситетов. В этом случае следует в качестве расчетных эксцентриситетов принимать случайные e_a . Большинство исследователей и действующие нормы проектирования железобетонных конструкций рекомендуют принимать значения случайных эксцентриситетов равными (4)

$$e_a = l / 600 \quad (4)$$

и сводить, тем самым, расчет центрально сжатых элементов к расчету внецентренно сжатым.

Идея прямого учета снижения величины длительного сопротивления колонн с помощью коэффициента $m_{дл}$ была заложена еще в ранних нормах. И хотя в дальнейших редакциях норм эта методика не нашла применения, актуальность определения величины безопасного значения длительной нагрузки не уменьшилась.

Изложенный подход к определению величины снижения несущей способности сжатых стержней при длительном действии внешней нагрузки позволяет использовать многочисленные результаты изучения напряженно-деформированного состояния.

При этом будем исходить из предположения о недопустимости развития в процессе эксплуатации сжатых железобетонных стержней нелинейных деформаций ползучести в бетоне сжатой зоны. В противном случае длительное сопротивление колонн будет характеризоваться отсутствием на кривой деформирования участка 2-3, определяющего собой безопасное состояние конструкции.

В важном для практики случае внецентренно сжатого со случайными эксцентриситетами стержня прямоугольного сечения при шарнирно закрепленных концах и симметричном расположении произвольного количества рядов продольной арматуры "n", после подстановки в формулу (3) выражений для кратковременного и длительного прогиба:

$$m_{\partial l} = 1 - \frac{0,8\varphi_t(1-C)}{0,8\varphi_t + \frac{1-C\nu_1}{1-C} + 3\frac{E_s}{E_b}\nu_1\sum_{i=1}^n 0,5\mu(1-2\delta)^2} \quad (5)$$

$$\mu = \frac{2A_s}{bh}; \quad \delta = \frac{a}{h} \quad (6)$$

Параметр C определяется по формуле

$$C = \frac{N_{\partial l}l^2}{\pi^2 E_b I_{red}}, \quad (7)$$

A_s и a - площадь сечения и расстояние арматуры ряда "n" от ближайшей грани сечения.

При размещении продольной арматуры в один ряд по обе стороны от оси симметрии, т.е. при $n = 1$:

$$m_{\partial l} = 1 - \frac{0,8\varphi_t(1-C)}{0,8\varphi_t + \frac{1-C\nu_1}{1-C} + 3\frac{E_s}{E_b}\nu_1\mu(1-2\delta)^2}. \quad (8)$$

Отмеченное в опытах повышение $m_{\partial l} = \frac{N_{\partial l}}{N_{u,кр}}$ при наличии заданных начальных эксцентриситетов можно учесть опытной зависимостью от относительного эксцентриситета e_0/h .

Формулы (5), (8) позволяют при определении снижения длительного сопротивления железобетонных колонн использовать действительные деформативные характеристики бетона и коэффициент армирования продольной арматуры.

В настоящее время накоплены экспериментальные данные, позволяющие выполнить количественную оценку предлагаемой методики определения безопасного значения длительно действующего сжимающего усилия.

Были проведены достаточно обширные экспериментальные исследования длительного сопротивления гибких стоек с продольной арматурой. Несмотря на различие целей, у авторов этих опытов, большинство из них содержат необходимые сведения о геометрических, прочностных и деформативных характеристиках образцов и материалов, необходимые для вычисления отношения $m_{\partial l}$ по предлагаемым формулам. Для большей части опытных образцов известно также время длительного сопротивления внешней нагрузке вплоть до разрушения в зависимости от опытного соотношения величины длительного усилия $N_{\partial l}$ к кратковременному разрушающему $N_{u,кр}$.

В работах [12, 16-19] приведены сведения о длительности пребывания сжатых железобетонных колонн в зависимости от уровня длительного нагружения, гибкости и эксцентриситета продольной силы.

Только в пяти случаях из 103 значения $m_{\partial l}$, определенные по предлагаемой методике, приводят к заметному несоответствию (свыше 10%) опытным соотношениям $\frac{N_{\partial l}}{N_{u,кр}}$ при известной длительности сопротивления колонны, то есть при фиксированном времени разрушения образцов от действия длительной нагрузки заданного уровня при $m_{\partial l}$ р 1. Еще в восьми случаях наблюдается несоответствие опытных значений отношения $\frac{N_{\partial l}}{N_{u,кр}}$ и вычисленных по формуле (8) величины $m_{\partial l}$. Однако эти несоответствия, как правило, находятся в пределах 5% и могут быть, очевидно, отнесены за счет неизбежных колебаний в опытных значениях геометрических и деформативных характеристик колонн, которые использовались при расчетах с использованием формулы (8).

Из отмеченных случаев несоответствия опытных и расчетных величин обнаружено заметное (около 10%) превышение вычисленного значения над опытным соотношением $N_{\text{дл}}/N_{\text{н.кр}}$, когда вопреки предлагаемому теоретическому прогнозу разрушение опытного образца имело место уже через 7,5 лет пребывания колонн под длительной нагрузкой вместо 100-150 лет ожидаемого срока безопасной эксплуатации. Еще в пяти случаях превышение над опытными значениями из всех отмеченных случаев несоответствия не превышают 1-2,5%, т.е. практически не отличаются от предельно допустимых теоретических значений этих отношений.

С точки зрения обеспечения безопасного уровня длительного нагружения колонн это указывает на достаточно высокую надежность предлагаемой расчетной методики, по крайней мере, при длительности эксплуатации находящейся в пределах времени нарастания деформации ползучести бетона при постоянных усилиях, которую можно определить приблизительно в три года.

При экстраполяции результатов теоретического прогноза длительности безопасной эксплуатации на большие промежутки времени, вплоть до значений $t - \tau_1$ f 100–150 лет, необходимо в предлагаемую методику определения $m_{\text{дл}}$ и $m_{\text{дл,э}}$ внести коррективы.

На рисунке 2 представлена графическая зависимость между уровнем длительно действующей нагрузки и временем нагружения колонн различной гибкости.

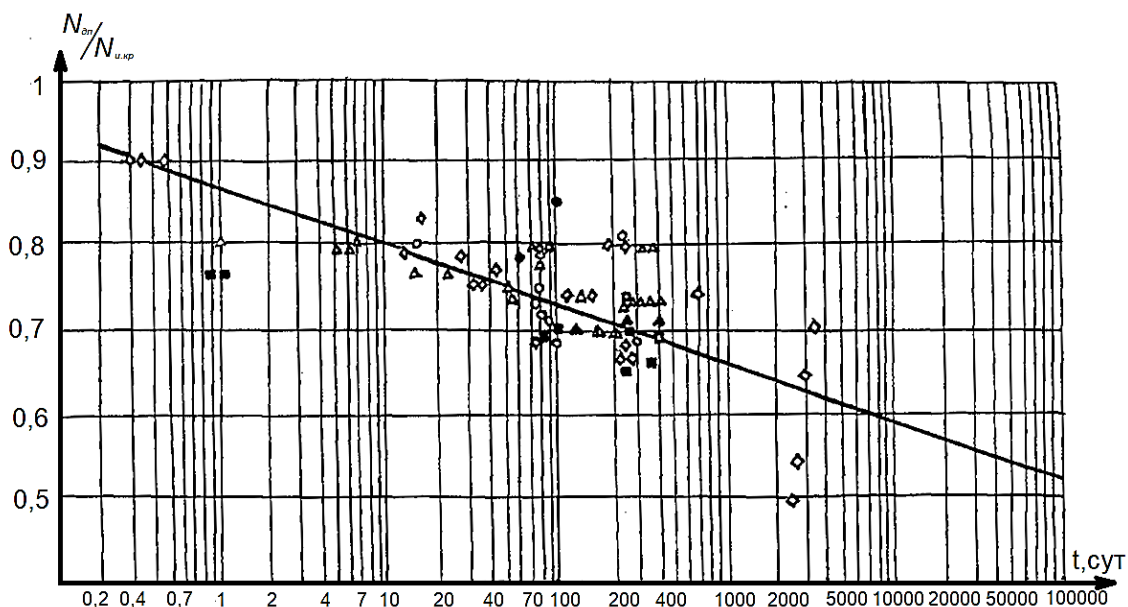


Рисунок 2- Зависимость времени нагружения колонн от интенсивности длительной нагрузки:

- ▲ ○ - стойки гибкостью $\lambda = l/h = 27,5$ и $\lambda = 19,5$
- □ - стойки гибкостью $\lambda = 30$ и $\lambda = 40$
- ▲ ▲ - стойки гибкостью $\lambda = 35$; $\lambda = 25$ и $\lambda = 30$
- ◇ - стойки гибкостью $\lambda = 30$.

Нетрудно установить, что, несмотря на значительный разброс результатов, они в целом достаточно удовлетворительно отражают общую тенденцию к снижению несущей способности гибких стоек в зависимости от уровня длительного нагружения, которая выражается формулой (3) и (9). В то же время предложение выражения (5) и (8) позволяет реализовать эту тенденцию в конкретной зависимости от гибкости железобетонных стержней, их коэффициента армирования и реальных деформативных характеристик бетона при кратковременном и длительном нагружении.

Рекомендуемые формулы позволяют избежать при проектировании как опасности недооценки влияния длительного нагружения на несущую способность колонн, так и необоснованного перерасхода арматурной стали и бетона.

Анализ этих формул дает основание для утверждения о положительном влиянии высоких значений коэффициента армирования на повышение безопасного уровня длительного сжатия железобетонных стержней.

Оценивая в целом результаты сопоставительного анализа вычисленных значений $m_{\partial л}$ и $m_{э, \partial л}$ с опытными величинами соотношений $N_{\partial л} / N_{u, кр}$ при времени действия внешней нагрузки, в большинстве случаев не превышающей один год, можно сделать вывод о достаточной надежности предлагаемой методики определения величины снижения несущей способности железобетонных стоек при длительном нагружении. Вместе с тем необходимо иметь следующее обстоятельство.

Рост деформаций ползучести бетона при постоянных внешних воздействиях прекращается практически через три года с момента нагружения. Как отмечалось ранее, при более продолжительном времени действия внешней нагрузки вследствие роста прогибов момент внешней сжимающей силы непрерывно растет, стимулируя тем самым непрерывное увеличение напряжений в сжатой зоне бетона и деформаций ползучести этого бетона практически на всем периоде длительной эксплуатации сооружения, т.е. при $t - \tau_1$ f 100–150 лет. Поэтому при определении $m_{\partial л}$ и $m_{э, \partial л}$ необходим учет данного обстоятельства, которое будет проводить к дополнительному снижению величины безопасной длительно действующей сжимающей силы.

Для количественной оценки этого снижения воспользуемся анализом опытных данных по величине снижения длительного сопротивления колонн [19].

1. Скорости роста прогибов колонн почти до самого начала разрушения остаются примерно постоянными, если исключить из рассмотрения участки 3-4 и 4-5 на кривой деформирования (см. рисунок 1);

2. Зависимость между $m_{\partial л}$ и временем существования колонны при центральном сжатии можно выразить формулой:

$$m_{\partial л} = \frac{N_{\partial л}}{N_{u, кр}} = 0,87 - 0,08 \log v', \quad (9)$$

где $v' = t/t'$ – время эксплуатации железобетонной колонны в сутках при $t=150$ лет, отнесенное к $t' = 1$ сут.

Переписывая (9) в виде:

$$m_{\partial л} = 0,87 - 0,08 \log 1100 - 0,08 \log \frac{v'}{1100} \quad (10)$$

и принимая в соответствии с приведенными выше соображениями сумму первых двух слагаемых правой части выражения (10), равной величине $m'_{\partial л}$, получим:

$$m_{\partial л} \approx m'_{\partial л} - 0,08 \log \frac{v'}{1100} . \quad (11)$$

В формулах (10) и (11) за число 1100 принято время в сутках, соответствующее примерно времени нарастания характеристик ползучести при постоянных напряжениях, принимаемое равным 3 годам.

С учетом ряда факторов, несколько снижающих отрицательное воздействие длительной нагрузки для максимально учитываемой длительности сопротивления в 100-150 лет в случае **прямоугольного** стержня с многорядным симметричным расположением продольной арматуры будем иметь:

$$m_{\text{ол}} = 0,9 - \frac{0,8\varphi_t(1-C)}{0,8\varphi_t + \frac{1-C\nu_1}{1-C} + 3\frac{E_s}{E_b}\nu_1\sum_{i=1}^n\mu(1-2\delta)^2}. \quad (12)$$

Для стержня прямоугольного сечения с продольной арматурой, расположенной в один ряд у каждой из наружных граней:

$$m_{\text{ол}} = 0,9 - \frac{0,8\varphi_t(1-C)}{0,8\varphi_t + \frac{1-C\nu_1}{1-C} + 3\frac{E_s}{E_b}\nu_1\mu(1-2\delta)^2}. \quad (13)$$

Значения параметров μ , δ и C определяются по формулам (6) и (7).

Выражения (12) и (13) дают в сравнении с зависимостью (8) более осторожную оценку предельной величины длительно действующих сжимающих усилий на железобетонные стержни и обеспечивают безопасную их работу на весь период эксплуатации в 100-150 лет и более.

Выводы

Полученные формулы позволяют учесть при вычислении безопасного значения сжимающей силы такие факторы, как определяемые на основе наследственной теории старения специфические особенности развития деформаций ползучести бетона во времени и, в частности, их обратимость, коэффициент армирования и уровень напряженного состояния. Установлено, что применение методики СП при определении предельно допустимого уровня длительного нагружения и величин прогибов приводит при сравнении результатов расчета с опытными данными к несовпадению их примерно в 40% от всех сопоставляемых результатов.

Анализ формул (5) и (8) не выявил однозначной зависимости параметра $m_{\text{ол}}$ от гибкости стержней, которая в явной форме заложена в несколько иной форме в ныне действующих нормативных документах, и во всех случаях являющаяся определяющим фактором при решении вопроса об учете длительного характера нагружения.

Сделанный вывод подтверждается и данными вышеприведенных экспериментальных исследований. Например, почти одинаковый уровень снижения разрушающей нагрузки, близкий к величине 0,7 отмечен у образцов с диапазоном изменения гибкости 19,5 до 40,5 при сопоставимой длительности сопротивления от 100 до 300 суток. Эти колонны подвергались длительному сжатию с близкими, но небольшими по величине относительными эксцентриситетами e_0 , не превышающими значения 0,1.

Объяснение полученным фактам несоответствия опытных результатов нормативным предпосылкам содержится в неправомерном использовании предположения о зависимости интенсивности снижения несущей способности стержней по мере увеличения их гибкости.

Необходимо также отметить, что, несмотря на содержащуюся в формулах (5) и (8) связь параметра $m_{\text{ол}}$ с коэффициентом продольного армирования μ , заметного влияния последнего на величину снижения длительной несущей способности опытных образцов при изменении μ % от 0,9% до 2,5% не наблюдается. Однако выполненные расчеты показывают, что при значениях μ % существенно больших 2,5%, влияние продольной арматуры на величину $m_{\text{ол}}$ может оказаться весьма заметным.

Из всех физических и геометрических характеристик, так или иначе влияющих на величину $m_{\text{ол}}$, наибольшее значение имеет ползучесть бетона. Установлено, что между значением $m_{\text{ол}}$ и характеристикой ползучести φ_t практически при всех исследованных значениях гибкости и коэффициентов армирования, имеется связь, близкая к линейной. С увеличением характеристики ползучести от 1 до 2 степень снижения несущей способности независимо от гибкости и содержания продольной арматуры в указанных пределах, увеличивается от значения, близкого к 0,7 до $m_{\text{ол}} = 0,5$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями №1, 2, 3)». - введ. с 2018-12-19. - М.: Минстрой России, 2018.
2. Тамразян А.Г., Фаликман В.Р. Основные требования к проектированию железобетонных конструкций по модельному кодексу ФИБ // Строительство и реконструкция. 2016. № 3(65). С. 71-77.
3. Тамразян А.Г., Есаян С.Г. Механика ползучести бетона. Монография / Москва, 2012. Сер. Библиотека научных разработок и проектов МГСУ. 2012. 524 с.
4. Тамразян А.Г. К расчету железобетонных элементов с учетом ползучести и старения на основе реологической модели бетона // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 26-27.
5. Тамразян А.Г. К устойчивости внецентренно сжатых железобетонных элементов с малым эксцентриситетом с учетом реологических свойств бетона // Железобетонные конструкции. 2023. Т. 2. № 2. С. 48-57.
6. Расчетный анализ длительного деформирования основания комплекса зданий курской АЭС. Колчунов В.И., Федорова Н.В., Дмитриева К.О., Дьяков И.М. В книге: Методология безопасности среды жизнедеятельности. Программа и тезисы IV Крымской Международной научно-практической конференции. Под редакцией: А.Т. Дворецкого, Т.В. Денисовой, А.Е. Максименко. 2017. С. 44-45.
7. Крылов С.Б., Гончаров Е.Е. Использование реологических моделей при моделировании ползучести бетона // Промышленное и гражданское строительство. 2013. № 2. С. 32-33.
8. Харлаб В.Д. Принципиальные вопросы линейной теории ползучести (с привязкой к бетону). СПб.: СПбГАСУ, 2014. 207 с.
9. Галустов К.З. Нелинейная теория ползучести бетона и расчет железобетонных конструкций / К. З. Галустов. - М.: Физматлит, 2006. - 248 с.
10. Крылов С.Б. Особенности применения уравнений теории ползучести к расчету стержневых изогнутых и сжато-изогнутых железобетонных конструкций // Промышленное и гражданское стр-во. 2004. № 4. С. 32-33.
11. Селяев В.П., Селяев П.В., Сорокин Е.В., Алимов М.Ф. Аналитическое описание диаграмм деформирования бетона для расчета прогибов пластин из нелинейно деформируемого материала // Строительство и реконструкция. 2018. № 3 (77). С. 22-29.
12. Zainab Kammouna, Matthieu Briffaut, Yann Malecot. Experimental Study of the Creep Effect on the Mechanical Properties of Concrete. *Advances in Civil Engineering*. 2019:1-9
13. Ruiz M.F., Muttoni A., Gambarova P.G. Relationship between nonlinear creep and cracking of concrete under uniaxial compression. *J. Adv. Concr. Technol.*, 5(3), (2007), pp. 383-393.
14. EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2001, p. 225.
15. Zuanfeng Pan, Dong Cao, Bin Zeng, Yuwei Wang. Nonlinear Creep Amplification Factor Considering Damage Evolution of Concrete under Compression. *Materials* 2022, 15(19), 6742.
16. Mazzotti C.; Savoia M. Nonlinear creep damage model for concrete under uniaxial compression. *J. Eng. Mech.* 2003, 129, 1065-1075.
17. Neville A.M., Dilger W.H., Brooks J.J., Creep of plain and structural concrete, Construction Press, London and NewYork (1983).
18. Bazant Z.P., Xi Y., Baweja S. Improved prediction model for time dependent deformations of concrete: Part 7—Short form of BPKX model, Statistics and extrapolation of short-time data,” *Materials and Structures* 26 (1993), 567-574.
19. Таль К.Э., Чистяков Е.А. Экспериментальные исследования несущей способности гибких железобетонных стержней при длительном нагружении. В кн. Исследование прочности, жесткости и трещиностойкости конструкций. - М.: Госстройиздат, 1962. Вып. 26. С.30-58.

REFERENCES

1. SP 63.13330.2018 «Betonnnyye i zhelezobetonnyye konstruksii. Osnovnyye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNiP 52-01-2003 (s Izmeneniyami №1, 2, 3)». - vved. s 2018-12-19. - M.: Minstroy Rossii, 2018.
2. Tamrazyan A.G., Falikman V.R. Osnovnyye trebovaniya k proyektirovaniyu zhelezobetonnykh konstruktsey po model'nomu kodeksu FIB. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya*. 2016. No. 3 (65). Pp. 71-77.
3. Tamrazyan A.G., Yesayan S.G. Mekhanika polzuchesti betona. *Monografiya* / Moskva, 2012. Ser. Biblioteka nauchnykh razrabotok i projektov MGSU. 2012.524 p.
4. Tamrazyan A.G. K raschetu zhelezobetonnykh elementov s uchetom polzuchesti i stareniya na osnove reologicheskoy modeli betona. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo*. 2012. No. 7. Pp. 26-27.

5. Tamrazyan A.G. K ustoychivosti vnetsentrenno szhatykh zhelezobetonnykh elementov s malym ekstsentrisitetom s uchetoм reologicheskikh svoystv betona // Zhelezobetonnyye konstruksii. 2023. T. 2. No. 2. Pp. 48–57.
6. Raschetnyy analiz dlitel'nogo deformirovaniya osnovaniya kompleksa zdaniy kurskoy AES. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Dmitriyeva K.O., D'yakov I.M. V knige: Metodologiya bezopasnosti sredy zhiznedeyatel'nosti. Programma i tezisy IV Krymskoy Mezhdunarodnoy nauchno-prakticheskoy konferentsii. Pod redaktsiyey: A.T. Dvoret'skogo, T.V. Denisovoy, A.Ye. Maksimenko. 2017. Pp. 44–45.
7. Krylov S.B., Goncharov Ye.Ye. Ispol'zovaniye reologicheskikh modeley pri modelirovanii polzuchesti betona. Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2013. No. 2. Pp. 32–33.
8. Kharlab V.D. Printsipial'nyye voprosy lineynoy teorii polzuchesti (s privyazkoy k betonu). SPb.: SPbGASU, 2014. 207 p.
9. Galustov K.3. Nelineynaya teoriya polzuchesti betona i raschet zhelezobetonnykh konstruksiy. M.: Fizmatlit, 2006. 248 p.
10. Krylov S.B. Osobennosti primeneniya uravneniy teorii polzuchesti k raschetu sterzhnevyykh izognutykh i szhato-izognutykh zhelezobetonnykh konstruksiy // Promyshlennoye i grazhdanskoye str-vo. 2004. No. 4. Pp. 32–33.
11. Selyayev V.P., Selyayev P.V., Sorokin Ye.V., Alimov M.F. Analiticheskoye opisaniye diagramm deformirovaniya betona dlya rascheta progibov plastin iz nelineyno deformiruyemogo materiala // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2018. No. 3 (77). Pp. 22–29.
12. Zainab Kammouna, Matthieu Briffaut, Yann Malecot. Experimental Study of the Creep Effect on the Mechanical Properties of Concrete. Advances in Civil Engineering 2019:1–9
13. Ruiz M.F., Muttoni A., Gambarova P.G. Relationship between nonlinear creep and cracking of concrete under uniaxial compression. J. Adv. Concr. Technol., 5 (3) (2007), pp. 383–393.
14. EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization, 2001, p. 225.
15. Zuanfeng Pan, Dong Cao, Bin Zeng, Yuwei Wang. Nonlinear Creep Amplification Factor Considering Damage Evolution of Concrete under Compression. Materials 2022, 15(19), 6742.
16. Mazzotti, C.; Savoia, M. Nonlinear creep damage model for concrete under uniaxial compression. J. Eng. Mech. 2003, 129, 1065–1075.
17. Neville, A.M., Dilger, W.H. and Brooks, J.J., Creep of plain and structural concrete, Construction Press, London and NewYork (1983).
18. Bazant, Z.P., Xi, Y., and Baweja, S., “Improved prediction model for time dependent deformations of concrete: Part 7—Short form of BPKX model, Statistics and extrapolation of short-time data,” Materials and Structures 26 (1993), 567–574.
19. Tal' K.E., Chistyakov Ye.A. Eksperimental'nyye issledovaniya nesushchey sposobnosti gibkikh zhelezobetonnykh sterzhney pri dlitel'nom nagruzhenii. V kn. Issledovaniye prochnosti, zhestkosti i treshchinostoykosti konstruksiy. M.: Gosstroyizdat, 1962. Vyp.26. Pp. 30–58.

Информация об авторе:

Тамразян Ашот Георгиевич

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия, доктор технических наук, профессор, чл.-корр. РААСН, зав. кафедрой Железобетонных и каменных конструкций.

E-mail: tamrazian@mail.ru

Information about author:

Tamrazyan Ashot G.

National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia, doctor of technical sciences, professor, Corresponding Member RAACS, head Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.

E-mail: tamrazian@mail.ru