

П.Д. АРЛЕНИНОВ^{1,2}

¹Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия

² ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

ВЛИЯНИЕ ТИПА АРМИРОВАНИЯ НА ПОЛЗУЧЕСТЬ СЖАТЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Аннотация. В статье представлены результаты комплексного экспериментального исследования влияния различных типов армирования на деформации ползучести сжатых железобетонных элементов. Актуальность работы обусловлена отсутствием в действующих нормативных документах (СП 63.13330.2018) методик учета стесняющего эффекта арматуры на ползучесть бетона, что может приводить к существенному завышению расчетных деформаций и неадекватной оценке жесткости конструкций при длительном нагружении. Была изготовлена и испытана серия из 62 образцов шести типов: контрольные бетонные призмы, призмы со стержневой арматурой, сталежелезобетонные призмы с внешним листовым армированием в трех вариантах исполнения, отличающихся длиной стад – болтов и наличием поперечных стяжек, а также сталежелезобетонные образцы стенки. Проводились как кратковременные испытания до разрушения, так и длительные испытания при двух уровнях напряжений (0.3 и 0.5 от разрушающей нагрузки) в условиях одноосного и двухосного сжатия. Зафиксировано, что при одинаковом проценте армирования деформации ползучести образцов со стержневой арматурой в среднем на 20% превышают деформации образцов с внешним листовым армированием при уровне напряжений 0.3. При повышении уровня напряжений до 0.5 эта разница увеличивается до 25%. При двухосном сжатии образцов стенок продольные деформации ползучести снизились на 25% по сравнению с режимом одноосного сжатия, демонстрируя дополнительный резерв деформативности конструкций, работающих в замкнутых контурах. Полученные данные свидетельствуют, что игнорирование стесняющего эффекта арматуры в нормах может приводить к завышению коэффициентов ползучести для железобетонных элементов в 1.5–2 раза, а для сталежелезобетонных конструкций в условиях двухосного сжатия — до 3 раз. В работе обоснована необходимость дифференцированного подхода к учету влияния армирования в зависимости не только от его процента, но и от типа (стержневое, листовое), диаметра стержней и НДС элемента. Предложены направления для совершенствования нормативной базы.

Ключевые слова: ползучесть бетона, ползучесть железобетона, сталежелезобетонная конструкция, листовое армирование, уровень напряжения.

P.D. ARLENINOV^{1,2}

¹Research Institute of Concrete and Reinforced Concrete (NIIZHB) named after A.A. Gvozdev, JSC Research Center "Construction", Moscow, Russia

² National Research Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

INFLUENCE OF REINFORCEMENT TYPE ON THE CREEP OF COMPRESSED REINFORCED CONCRETE MEMBERS

Abstract. The relevance of this work stems from the absence, in current regulatory documents (SP 63.13330.2018), of methods for accounting for the restraining effect of reinforcement on concrete creep. This omission can lead to a significant overestimation of design deformations and an inadequate assessment of structural stiffness under long-term loading.

© Арленинов П.Д., 2026

A series of 62 specimens of six types was manufactured and tested: control concrete prisms, prisms with internal bar reinforcement, and steel-concrete prisms with external steel plate reinforcement. The latter were produced in three configurations, differing in the length of the tie rods and the presence of transverse ties, as well as steel-concrete web-type specimens. The testing program included both short-term tests until failure and long-term tests under two stress levels (0.3 and 0.5 of the ultimate load) under uniaxial and biaxial compression. It was recorded that, for the same reinforcement ratio, the creep deformations of specimens with internal bar reinforcement were, on average, 20% higher than those of specimens with external plate reinforcement at a stress level of 0.3. When the stress level was increased to 0.5, this difference grew to 25%. Under biaxial compression of the web-type specimens, longitudinal creep strains decreased by 25% compared to the uniaxial compression regime, demonstrating an additional reserve in the deformability of structures operating within closed contours. The obtained data indicate that neglecting the restraining effect of reinforcement in design codes can lead to an overestimation of creep coefficients by a factor of 1.5 to 2 for reinforced concrete elements, and by up to a factor of 3 for steel-concrete composite structures under biaxial compression. The study substantiates the necessity of a differentiated approach to accounting for the influence of reinforcement, depending not only on its ratio but also on its type (bar vs. plate), bar diameter, and the stress-strain state of the element. Directions for improving the current regulatory framework are proposed.

Keywords: concrete creep, reinforced concrete creep, steel-concrete composite structure, sheet reinforcement, stress level.

1. Введение

Рассматривая ползучесть бетона в контексте расчета железобетонных элементов конструкций зданий и сооружений, в первую очередь стоит упомянуть таблицу 6.12 из Свода правил 63.13330.2018, в которой прописываются регламентируемые коэффициенты ползучести $\varphi_{b,cr}$ для разных классов бетона в зависимости от влажности среды. При необходимости учета в расчетах продолжительного действия нагрузок начальный модуль упругости бетона E_b умножается на коэффициент ползучести, и полученная величина – модуль деформаций – закладывается в расчетную модель.

Коэффициент ползучести – это параметр, который зависит от многих факторов, в частности, состава бетонной смеси, условий твердения, напряжения в образце, режима нагружения и т.д., и который можно получить экспериментально по результатам испытания по определению ползучести бетона в соответствии с ГОСТ 24544-2020. При этом реальные коэффициенты ползучести, полученные экспериментально, могут сильно отличаться от приведенных в Своде правил, особенно это актуально для модифицированных высокопрочных бетонов [1]. То есть наиболее очевидным представляется получение экспериментального значения коэффициента ползучести непосредственно для используемого состава бетона, который после статистической обработки и будет использоваться в расчетах. Но при этом упускается из виду тот факт, что коэффициенты, указанные в таблице Свода правил, снижают модуль упругости не элемента железобетонной конструкции, а бетона как материала. Это означает, что усредненные для указанных классов бетона коэффициенты ползучести, приведенные в СП, не учитывают сдерживающее влияние арматуры на ползучесть бетона при длительном деформировании реальной железобетонной конструкции. С одной стороны, это идет в определенный запас и подтверждается опытом обследования возведенных зданий и сооружений – обычно, если строительство выполнялось без нарушений, то реальные прогибы балок и перекрытий, существенно ниже получаемых по результатам пространственного расчета с учетом понижающих коэффициентов к модулю упругости. С другой стороны, когда необходимо знать действительное распределение жесткостей и напряжений в ответственных узлах конструкций зданий и сооружений, занижение жесткости отдельных элементов может быть уже не в запас.

Из этого следует, что нужны какие-то переходные коэффициенты, причем различающиеся в зависимости от процента армирования, диаметра, класса и профиля арматуры. Если же рассматривать современные сталежелезобетонные конструкции, то

исследования таких конструкций и в нашей стране, и за рубежом активно проводятся на протяжении последних десятилетий [2-4], причем это могут быть и железобетонные элементы с жесткой арматурой [5, 6], и перекрытия по профилированному листу [7, 8], и наименее изученные конструкции с внешним листовым армированием [9-12]. Для последних наименее изученными являются деформационные характеристики при кратковременных и длительных нагрузках, хотя отдельные исследования уже проводятся [13-15].

В существующих нормативных документах отсутствуют методики учета стесняющего эффекта арматуры на деформации ползучести. Если рассматриваются изгибаемые элементы с симметричным относительно центра тяжести сечения жестким и стержневым армированием, то учет арматуры сводится к использованию в формуле приведенной жесткости, например, в соответствии с СП 63.13330.2018 и СП 266.1325800.2016 (1).

$$D = E_{b1}(I + \alpha I_s + \alpha I_{st}) \quad (1)$$

где:

E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона, принимаемый в зависимости длительности действия нагрузки, а также при наличии или отсутствии трещин;

I, I_s, I_{st} – моменты инерции площадей сечений бетона, стержневой и жесткой арматуры соответственно относительно центра тяжести сечения;

α – коэффициент приведения арматуры к бетону, равный E_s/E_{b1} .

Для внецентренно сжатых элементов в СП 63.13330.2018 приведена схожая формула, но в предельной по прочности стадии с дополнительными эмпирическими коэффициентами k_b и k_s . В соответствии с СП 430.1325800.2018 рекомендуется в первом приближении принимать значения понижающих коэффициентов к жесткости железобетонных элементов 0,6 и 0,3 (для вертикальных и горизонтальных конструкций соответственно). Фундаментального решения задачи стесняющего влияния арматуры на деформации ползучести, учитывающего все возможные типы конструкции и виды НДС, ни для инженерных расчетов, ни для теоретических моделей прогнозирования пока не существует. Отдельные подходы к решению данной проблемы можно найти в специализированной научной литературе, монографиях и диссертационных исследованиях, где влияние арматуры часто учитывается теоретическими или эмпирическими зависимостями.

Ниже приведен подход Галустова К.З. [16] к прогнозированию деформаций ползучести для центрально-сжатых стержней при постоянной нагрузке (2). Именно для такого вида НДС стержня должны разрабатываться условно базовые теории с возможностью их последующего применения для других сценариев работы конструкции путем использования в модели ползучести (автор использует свою двухкомпонентную теорию) модифицированного значения напряжений в бетоне через процент армирования μ . Предполагается, что при совместности деформаций арматуры и бетона (3) ползет только бетон (при эксплуатационных нагрузках). Тогда в модель ползучести бетона (4) подставляются общие относительные деформации сечения (5), полученные из (2) и (3), в которых фигурирует процент армирования, и полученное интегральное уравнение решается относительно напряжений в бетоне с учетом ползучести. Как уже было сказано выше, в формуле (4) приведена модель ползучести Галустова К.З. на основе его двухкомпонентной теории [16], но такой подход может быть применен, по сути, к любой модели ползучести, имеющей схожую структуру уравнения.

$$N = \sigma_{ап}(t)F_a + \sigma_{бп}(t)F_б \quad (2)$$

$$= \varepsilon_a(t) = \varepsilon_б(t) = \varepsilon_{бп}(t) = \frac{\sigma_{ап}}{E_a} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{бп}(t) = \frac{\varepsilon_{бп}(t)}{E_б} - \int_{\tau_1}^t \sigma_{бп}(\tau) K(t - \tau) d\tau + \int_0^{max\sigma} \sigma_{бп}(t) F[T(\sigma_{бп}, t)] d\sigma \quad (4)$$

$$\varepsilon_a(t) = \varepsilon_{\text{бп}}(t) = \frac{1}{\mu E_a} \left[\frac{N}{F_6} - \sigma_{\text{бп}}(t) \right] \quad (5)$$

где:

N – продольное усилие в элементе;

F_6 и F_a – площади бетона и арматуры;

$\sigma_{\text{бп}}(t)$ и $\sigma_{\text{ап}}(t)$ – напряжения в бетоне и в арматуре с учетом ползучести;

$\varepsilon_{\text{бп}}(t)$ и $\varepsilon_{\text{ап}}(t)$ – относительные деформации бетона и арматуры с учетом ползучести;

E_6 и E_a – модули упругости бетона и арматуры;

t, τ, τ_1, K, F, T – временные и функциональные характеристики (ядра и т.д.), входящие в уравнение ползучести.

Такой подход, как и подход Свода правил, рассмотренный выше, является несколько ограниченным, поскольку учитывается только объем арматуры в сечении элемента. При этом непосредственных экспериментальных данных, полученных в сопоставимых условиях на бетонных и железобетонных образцах-призмах при длительном сжатии, практически нет; такие испытания являются единичными. В работах [17, 18] по результатам испытаний, проведенных в БелдорНИИ в 70-х годах на армированных и неармированных образцах-призмах размерами 70х70х600 мм, описывается процесс перераспределения напряжений от бетона к стальной арматуре вследствие процесса ползучести – через 50 суток после начала эксперимента напряжения в арматуре возросли в 1,6 раза, что автоматически означает падение напряжений в бетоне на такую же величину и, как следствие, приводит к меньшим деформациям ползучести, поскольку уровень напряжений снизился. По результатам длительных испытаний полномасштабных образцов колонн 400х400 мм с арматурой большого диаметра Ø36 мм, проведенных Ю.Л. Крицманом в МНИИТЭП уже в 80-х годах, уровень напряжений в арматуре увеличился всего в 1,25 раза, хотя начальный уровень напряжений в бетоне был достаточно высокий и составлял 0,6 от разрушающей нагрузки; продолжительность эксперимента составляла 500 суток [14]. Анализируя эти данные, можно заметить, что перераспределение усилий с бетона на арматуру происходит по-разному, и, соответственно, сдерживающий эффект армирования может сильно отличаться для разных конструкций, а учет его только процентом армирования может привести к существенным погрешностям.

В связи с этим была поставлена цель: провести сравнительные длительные испытания бетонных и армированных образцов на бетоне одного состава, при этом учесть максимальное число различных факторов – тип армирования, уровень напряжения, тип НДС. Полученные данные дополняют существующую базу экспериментальных результатов и могут стать основой для уточнения методик расчета деформативности железобетонных конструкций, работающих в условиях длительного нагружения.

2. Модели и методы

В рамках эксперимента было подготовлено 62 образца шести типов (размеры и схема армирования по каждой модели приведены на рисунке 1). К первому типу (А) относятся контрольные бетонные образцы (модель М20): 3 образца испытывались кратковременной нагрузкой до разрушения с определением модуля упругости и разрушающей нагрузки; 3 образца испытывались в климатических камерах под длительной нагрузкой, равной 0,3 от разрушающей, в пружинных установках; 3 контрольных образца испытывались в климатических камерах без нагрузки (для определения усадки); 2 образца испытывались в климатических камерах под увеличенной длительной нагрузкой, равной 0,5 от разрушающей, в пружинных установках. Ко второму типу (В) относятся образцы-призмы, армированные стержневой арматурой (модель М17), с процентом армирования, соответствующим образцам с внешним листовым армированием; набор испытаний аналогичный модели М20. Третий тип

(С) представляют образцы-призмы с внешним листовым армированием (модель М18.1) и наличием поперечного армирования (стяжек); набор испытаний аналогичный модели М20. Четвертый тип (D) — образцы-призмы с внешним листовым армированием, с укороченными стад-болтами и поперечным армированием (модель М18.2); набор испытаний аналогичный модели М20, за исключением длительных испытаний при повышенных уровнях напряжений. Пятый тип (E) — образцы-призмы с внешним листовым армированием без поперечного армирования (модель М18.3); набор испытаний аналогичный модели М20, за исключением длительных испытаний при повышенных уровнях напряжений. К шестому типу (F) относятся образцы-стенки с внешним листовым армированием (модель М21), соответствующие увеличенной по ширине в 2 раза модели призмы М18.1: 3 образца испытывались кратковременной нагрузкой до разрушения с определением модуля упругости и разрушающей нагрузки; 2 образца испытывались под длительной нагрузкой, равной 0,3 от разрушающей, в специальных гидравлических установках повышенной мощности; 3 контрольных образца испытывались в климатических камерах без нагрузки (для определения усадки); 2 образца испытывались под длительной нагрузкой в режиме двухосного сжатия с соотношением продольной и поперечной нагрузки 1:0,4 в специальных гидравлических установках повышенной мощности с боковым обжатием пружинной системой (рисунок 2). Продольная нагрузка соответствовала длительным испытаниям при одноосном сжатии.

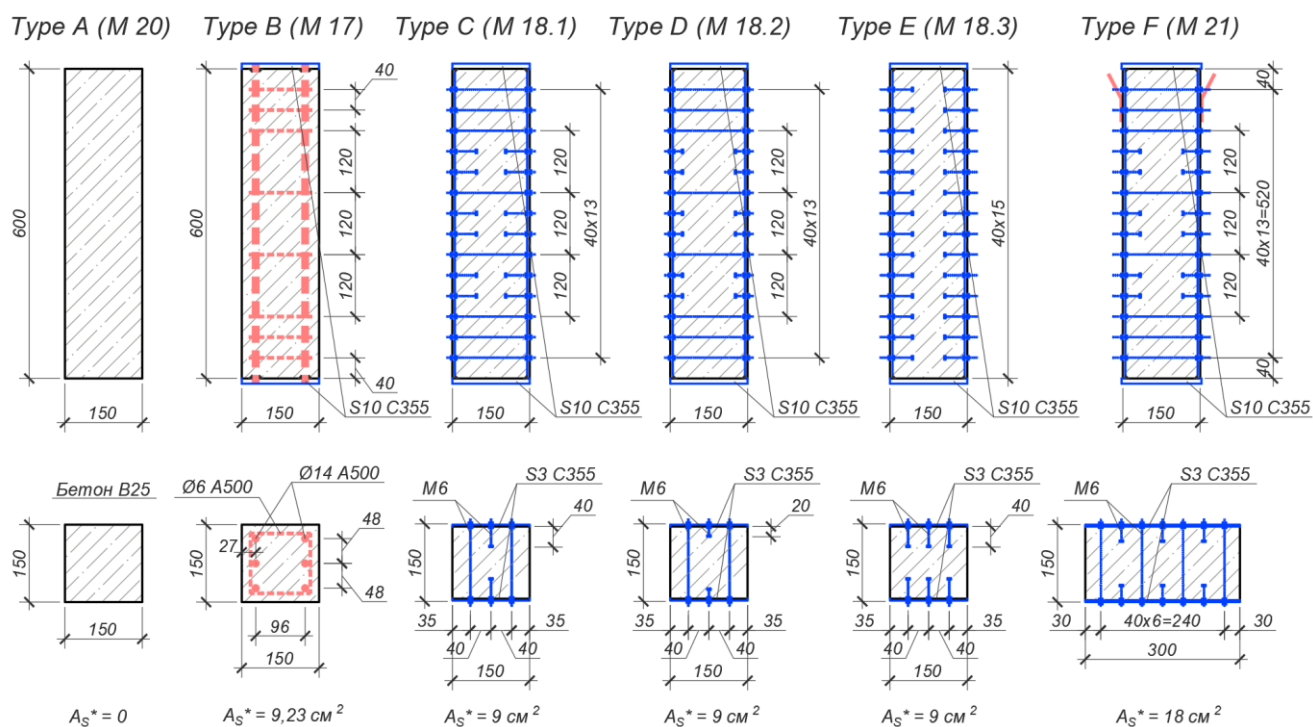


Рисунок 1 – Схема армирования образцов типов A, B, C, D, E, F

Таблица 1 – Состав бетонной смеси на 1 м³, кг

ЦЕМ П42,5Н	Песок	Щебень гранитный 5-20	Вода	Добавки ПСЕ 3135
250	1000	900	180	1,25

Съем информации с образцов производился с использованием электронного деформометра «DEMEC Mechanical Strain Gauge» с определением расстояния между метками, закрепленными на образце, с точностью измерения до 0,001 мм (принцип работы и порядок проведения таких измерений подробно описан в работе [15]), с контрольным использованием тензометрии.



Рисунок 2 – Длительные испытания сталежелезобетонных образцов типа F в режиме двухосного сжатия

Испытания проводились в климатических помещениях в соответствии с требованиями ГОСТ 24544-2020. Возраст образцов в момент испытания составлял 70–80 суток, что больше соответствует работе конструкций под длительно действующей нагрузкой, чем испытания в проектном возрасте 28 суток. После набора прочности образцы хранились в одинаковых температурно-влажностных условиях ($W \approx 60\%$, $T \approx 22^\circ\text{C}$) для минимизации влияния деформаций усадки на общие результаты.

3. Результаты исследования и их анализ

Результаты кратковременных испытаний приведены в таблице 2. Модуль упругости для армированных и сталежелезобетонных образцов определялся как для приведенного композитного сечения. Вид разрушения образцов при кратковременных нагрузках приведен на рисунке 3.



Рисунок 3 – Вид разрушения армированных образцов типов B, C, D, E, F

Таблица 2 – Сводные данные по определению призмной прочности и модуля упругости моделей М20, М17, М18.1, М18.2, М18.3, М21

Модель	Прочность приведенная МПа	Средняя прочность в серии, МПа	Модуль упругости, МПа	Среднее значение модуля упругости в серии, МПа	Длительная нагрузка, kN
Образцы бетонные					
М 20-1	29,2	25,3	29744	27302	170
М 20-2	23,9		26359		
М 20-3	22,9		25801		
Образцы армированные					
М 17-1	43,4	43,4	37098	35930	230
М 17-2	45,0		35681		
М 17-3	41,9		35010		
Образцы сталежелезобетонные					
М 18.1-1	46,2	44,2	38921	37053	230
М 18.1-2	43,0		36436		
М 18.1-3	43,3		35802		
М 18.2-1	40,4	42,1	35279	35583	230
М 18.2-2	43,2		36070		
М 18.2-3	42,6		35400		
М 18.3-1	42,5	45,4	36398	39002	230
М 18.3-2	46,9		41597		
М 18.3-3	46,9		39011		
М 21-1	43,8	39,5	33725	34171	460/184
М 21-3	35,1		34617		

Интересным результатом кратковременных испытаний являются близкие значения разрушающей нагрузки для сталежелезобетонных образцов с внешним листовым армированием, которые отличались длиной стад-болтов, а также наличием или отсутствием поперечных шпилек, при качественно разном характере разрушения. В предельном состоянии в образцах с поперечными шпильками в большинстве случаев происходит потеря устойчивости стального листа на участке между стяжек и для отдельных образцов – между стад-болтами, тогда как без поперечной арматуры происходит потеря устойчивости листа на большей длине с раскалыванием образца вдоль продольной оси. Такие результаты свидетельствуют о совместной работе стад-болтов и бетона, а также о том, что разрушение происходит от разрушения бетона внутри сечения и затем уже – потерей устойчивости стального листа. Однако с точки зрения механической безопасности, несмотря на близкие значения разрушающей нагрузки, предпочтительной является схема разрушения с поперечными стяжками, поскольку она не приводит к полному разрушению конструкции, что актуально для сейсмических и особых воздействий.

Для лучшего визуального восприятия, результаты по определению ползучести бетона представлены в графическом виде кривых общих деформаций ползучести и усадки (средние по серии) на рисунках 4–6, сгруппированные следующим образом: на рисунке 4 показаны образцы, армированные стержневой арматурой М17, образцы, армированные листовой арматурой в разном исполнении М18.1, М18.2, М18.3, а также контрольные бетонные образцы при уровне напряжений 0,3 от разрушающей нагрузки в соответствии с ГОСТ 24544-2020; на рисунке 5 представлены образцы, армированные стержневой арматурой М17, образцы, армированные листовой арматурой М18.1, и контрольные бетонные образцы при повышенных

уровнях напряжений – 0,5 от разрушающей нагрузки; на рисунке 6 приведены образцы стенки, армированных листовой арматурой М21, в режиме одноосного и двухосного сжатия, а также контрольные бетонные образцы при уровне напряжений 0,3 от разрушающей нагрузки в соответствии с ГОСТ 24544-2020 и дополнительной поперечной нагрузкой для образцов стенок – 0,12 от разрушающей нагрузки или 0,4 от вертикальной составляющей.

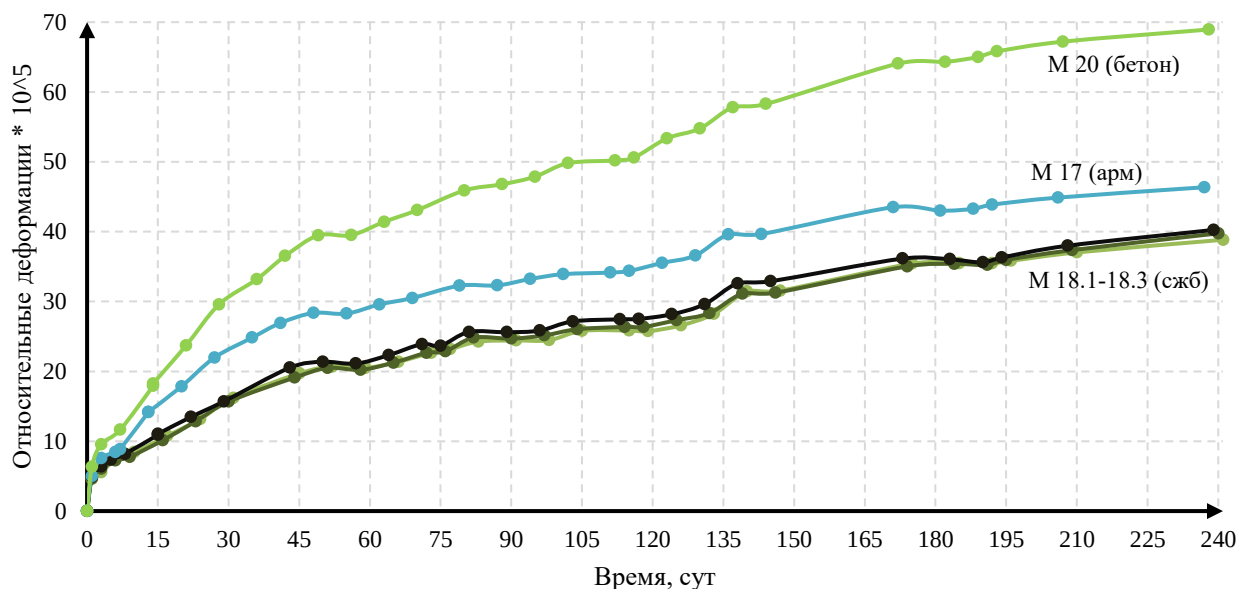


Рисунок 4 – Графики деформаций усадки и ползучести для образцов М17, М18.1, М18.2, М18.3, М20, М21 при стандартном уровне напряжений

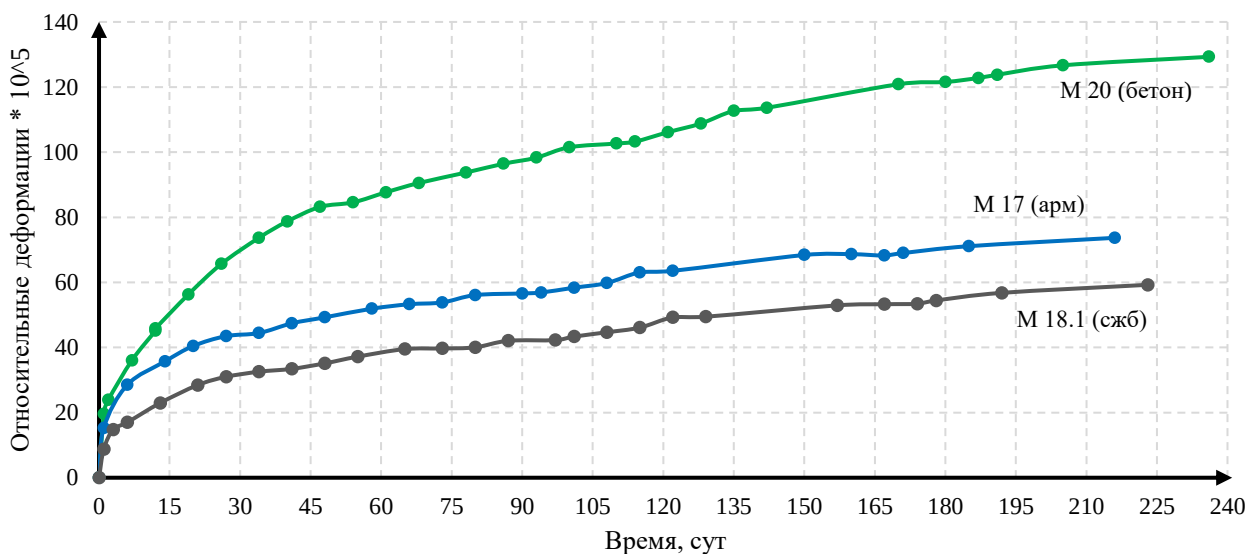


Рисунок 5 – Графики деформаций усадки и ползучести для образцов М17, М18.1, М20 при повышенном уровне напряжений

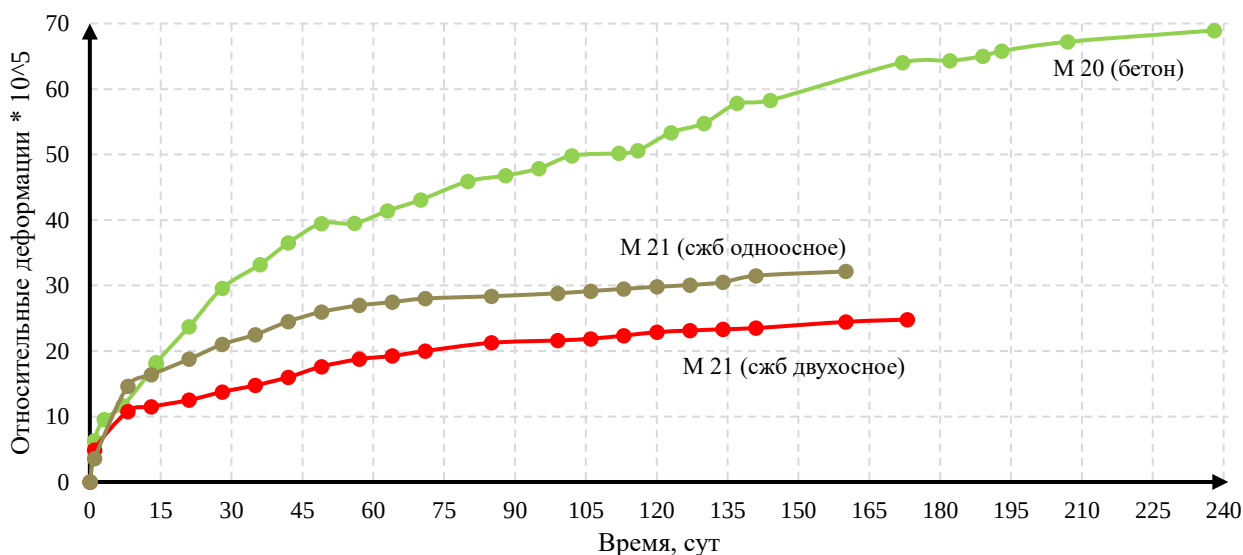


Рисунок 6 – Графики деформаций усадки и ползучести для образцов стенок М21 при одноосном и двухосном сжатии

Из графиков видно качественное отличие в полученных деформациях образцов различных типов – армированных стержневой арматурой, листовой арматурой и контрольных бетонных. Образцы с отличающимся между собой листовым армированием, а также образцы стенки показали близкие результаты, что свидетельствует, с одной стороны, о минимальном влиянии варьируемых факторов для образцов М18.1, М18.2, М18.3, а также о соответствии результатов образцов-призм и образцов-стенок (М21), что подтверждает возможность использования образцов-призм с внешним листовым армированием для моделирования конструкций стен, где такое армирование применяется. В целом результаты соответствуют физическим представлениям о процессе ползучести бетона. Зафиксированные отличия в результатах длительных испытаний образцов со стержневой и листовой арматурой при одинаковом проценте армирования являются новыми данными, при этом достоверность полученных результатов обеспечивается сравнительными испытаниями таких образцов при разных уровнях напряжений с получением качественно соответствующих друг другу результатов.

Такие результаты могут объясняться следующими факторами или их комбинацией: во-первых, лучшей и большей передачей усилий с бетона на стальной лист относительно стержневой арматуры в связи с большим объемом удельной поверхности стад-болтов, чем профиля арматуры, и соответственно релаксацией большей части напряжений в бетоне с передачей большего напряжения на металл, что соответствует более низким деформациям ползучести образца; во-вторых, различием в деформациях бетона в непосредственной близости от стального листа в зоне стад-болтов и бетона в середине сечения. В таком случае процесс деформирования происходит следующим образом: под длительно действующей нагрузкой в бетоне в средней части сечения возникают деформации ползучести, вследствие совместности деформаций бетона и стали часть напряжения берет на себя не только лист, но и условный объем бетона вблизи листа с частым расположением стад-болтов, который деформируется упруго. Однако этот объем не соответствует полному объему, в который попадают стад-болты, поскольку деформации ползучести образцов с различной длиной стяжных болтов показали близкие результаты и однозначно меньше такого объема, так как стад-болты занимают 2/3 условного сечения; в-третьих, наличием большого количества поперечных элементов внутри сечения с листовой арматурой (стад-болтов), включающихся в работу в поперечном направлении и стесняющих поперечные деформации образца. Для определения вклада того или иного из перечисленных факторов в общие результаты необходимы дальнейшие масштабные экспериментально-теоретические исследования.

Результаты параллельных длительных испытаний при одноосном и двухосном сжатии подтверждают возможные резервы при расчете по деформациям конструкций, в которых возможно такое напряженно-деформированное состояние. Это в первую очередь замкнутые стены небольшой длины или стены, имеющие граничные условия, стесняющие деформации вдоль стены (такие конструкции, например, применяются в зоне локализации аварии (ЗЛА) реакторных оболочек), и изгибаемые плиты, опертые по четырем сторонам – сжатая зона таких плит в середине пролета будет работать в режиме двухосного сжатия.

Ниже в сводной таблице 3 приведены коэффициенты ползучести для каждого типа образцов, определенные по последним полученным экспериментальным значениям. Учитывая значительный срок испытаний (за исключением моделей М21), такое сравнение более наглядно, чем расчет по предельным деформациям ползучести.

Таблица 3 – Сводные результаты максимальных экспериментальных деформаций ползучести и определенных коэффициентов ползучести по моделям М20, М17, М18.1, М18.2, М18.3, М21

	0,3R				0,5R			
	$\varepsilon_{п}(t_{max})$	$\frac{\varepsilon_{п}}{\varepsilon_{пМ20}}$	φ_{bcr}	$\frac{\varphi_{bcr}}{\varphi_{bcrМ20}}$	$\varepsilon_{п}(t_{max})$	$\frac{\varepsilon_{п}}{\varepsilon_{пМ20}}$	φ_{br}	$\frac{\varphi_{bcr}}{\varphi_{bcrМ20}}$
М20	50,73	1	2,18	1	111,06	1	2,22	1
М17	37,40	0,74	1,17	0,52	63,93	0,58	1,16	0,52
М18.1	30,84	0,61	1,03	0,47	48,81	0,44	0,91	0,41
М18.2	31,76	0,63	1,11	0,51				
М18.3	32,25	0,64	1,13	0,52				
М21 (о)	23,65	0,47	0,92	0,42				
М21 (д)	15,80	0,31	0,58	0,27				

Зная деформации ползучести отдельно бетона как материала и армированных конструкций из него были выполнены сравнительные расчеты жесткостей, одноосно сжатых образцов призм по двум сценариям – на основе только данных ползучести бетона по формуле (6), хотя данная формула является приближенной и не совсем точно описывает распределение жесткостей в сечении особенно при длительно действующих нагрузках [19], и на основе экспериментальных данных как для композитного материала по формуле (8). Дополнительно было произведено сравнение жесткостей при кратковременных нагрузках. Сводные результаты приведены в таблице 4. Из таблицы видно, расчетные жесткости с учетом ползучести практически идеально совпали с экспериментальными, но это при высоком проценте армирования в 9%. И даже при таком высоком проценте армирования (значительно выше большинства вертикальны конструкций жилых и общественных зданий) если вывести коэффициент снижения к начальной жесткости (0,46 для армированных образцов М17), полученное значение будет существенно ниже рекомендуемого СП 430 значения 0,6.

$$D = E_s A_s + E_b A_b \quad (6)$$

$$E_b = \frac{E_{b0}}{1 + \varphi_{b,cr}} \quad (7)$$

$$D_3 = E_3 A \quad (8)$$

где:

$E_s A_s$ – жесткость стали в сечении призмы, не зависящая от длительности действия нагрузки;
 $E_b A_b$ – жесткость бетона в сечении, в качестве E_b принимается начальный или длительный модуль упругости определяемый по (7) или как для композитного материала E_3 по таблице 2;
 $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести определяется по таблице 3.

Таблица 4 – Сводные результаты жесткостей для моделей М17, М18.1, определенных расчетным и экспериментальным путем

	$D_{кр}, \text{kN} \cdot 10^5$	$D_{крЭ}, \text{kN} \cdot 10^5$	$\Delta, \%$	$D_{ол}, \text{kN} \cdot 10^5$	$D_{олЭ}, \text{kN} \cdot 10^5$	$\Delta, \%$
М17	7,78	8,08	3,7	3,75	3,73	0,5
М18.1	7,74	8,34	7,1	3,70	3,98	7,1

4. Заключение

1. В результате проведенных экспериментальных исследований (кратковременных и длительных испытаний при уровнях напряжений 0,3 и 0,5 от разрушающей нагрузки) получены новые данные о влиянии типа армирования на деформации ползучести бетона. Зафиксировано, что при одинаковом проценте армирования деформации ползучести в образцах со стержневой арматурой на 20–25 % выше, чем в образцах с внешним листовым армированием, причем эта разница увеличивается с ростом уровня напряжений. Испытания фрагментов стен в условиях двухосного сжатия показали снижение продольных деформаций ползучести на 25 % по сравнению с одноосным сжатием, что указывает на наличие неучтенных резервов деформативности замкнутых конструкций.

2. Установлено, что действующие нормативные документы не учитывают стесняющий эффект арматуры на ползучесть бетона, а существующие в литературе подходы, основанные только на проценте армирования, являются единичными и недостаточно апробированными. Сравнительный анализ результатов при разных уровнях напряжений выявил нелинейность нарастания деформаций ползучести (принцип аффинного подобия не работает): разница в деформациях между бетонными и армированными образцами при увеличении нагрузки с 0,3 до 0,5 возрастает с 26–39 % до 56 % соответственно, что свидетельствует о более жесткой работе железобетонных конструкций при повышении напряжений и также не отражено в нормах.

3. Полученные данные демонстрируют, что игнорирование типа армирования и вида напряженно-деформированного состояния может приводить к завышению расчетных деформаций ползучести более чем в 3 раза (для сталежелезобетона в условиях двухосного сжатия по сравнению с бетоном). Это обосновывает необходимость дифференцированного подхода к учету армирования в зависимости не только от его процента, но и от типа (стержневое, листовое), диаметра арматуры и условий нагружения.

4. В качестве развития исследований предлагается внесение изменений в нормативные документы (СП 63.13330.2018) в части уточнения коэффициентов ползучести для железобетонных и сталежелезобетонных конструкций, а также проведение дополнительного компьютерного моделирования для верификации полученных результатов и разработки практических рекомендаций. Предварительно при проектировании конструкций с двусторонним листовым армированием допускается использовать понижающий коэффициент 0,95 к нормативному коэффициенту ползучести.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Каприелов С.С., Арленинов П.Д., Шенйфельд А.В., Калмакова П.С. Влияние относительной влажности воздуха на коэффициент ползучести высокопрочных самоуплотняющихся бетонов // Строительные материалы. 2025. № 10. С. 25-35. <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2025-840-10-25-35>
2. Бабалич В.С., Андросов Е.Н. Сталежелезобетонные конструкции и перспектива их применения в строительной практике России // Успехи современной науки. 2017. №4. С. 205-208.
3. Мартиросян, А.С. Травуш В.И., Кашеварова Г.Г. Исследование влияния геометрии жесткой арматуры на распределение нагрузки в элементах сталежелезобетонной конструкции // Вестник ПНИПУ. Прикладная экология. Урбанистика. – 2017. – № 1. – С. 147-158. DOI: 10.15593/2409-5125/2017.01.13
4. Коробов Л.А. Железобетонные защитные оболочки АЭС / Л.А.Коробов, О.К. Назарьев, Е.П. Карелин, Г.К. Хайдуков // М.: Атомиздат. - 1978.

5. Травуш В.И., Конин Д.В., Крылов А.С. Прочность железобетонных балок с жесткой арматурой из высокопрочного бетона // Инженерно-строительный журнал. 2018. № 3(79). С. 36–4
6. Травуш В.И., Каприелов С.С., Конин Д.В., Крылов А.С., Чилин И.А. Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на изгиб. // Строительство и реконструкция. 2017;(4):63-71.
7. Тамразян А.Г., Арутюнян С.Н. К оценке надежности сталежелезобетонных плит перекрытий с профилированными настилами // Вестник гражданских инженеров. 2015. №6(53). С. 52–57.
8. Замалиев Ф.С., Закиров М.А. Некоторые результаты численных исследований сталежелезобетонных перекрытий // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. №3(33). С. 56-63. URL: izvestija.kgasu.ru/files/3_2015/56_63_Zamaliyev_Zakirov.pdf.
9. Varma A.H., Malushte S.R., Sener K.C., Lai Z. Steel-Plate Composite (SC) Walls for Safety Related Nuclear Facilities: Design for In-Plane Force and Out-of-Plane Moments // Nuclear Engineering and Design. – 2014. – Vol. 269. – P. 240–249.
10. Soheil Shafaei, Amit H. Varma, Jungil Seo, Devin Huber, and Ron Klemencic. Wind Design of Composite Plate Shear Walls/Concrete Filled (SpeedCore) Systems // Engineering journal. 2022. Third quarte, Paper №. 2021-11, pp.183-208
11. Travush V.I. et al. Static bearing capacity of steel-plate composite walls // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2023. – Vol. 19. – No. 4. – P. 166–181. – doi: 10.22337/2587-9618-2023-19-4-166-181
12. Takeuchi M. et al. Study on a concrete fillet structure for nuclear power plants // Nuclear Engineering and Design. – 1998. – Vol. 179. – P. 209–223. – URL: [https://www.sci-hub.ru/10.1016/S0029-5493\(97\)00282-3](https://www.sci-hub.ru/10.1016/S0029-5493(97)00282-3) (дата обращения: 25.07.2024).
13. Travush V.I. et al. The stiffness of steel-plate composite structures for short-term loads // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2024. – Vol. 20. – No. 4. – P. 105–118. – doi: 10.22337/2587-9618-2024-20-4-105-118
14. Травуш В.И., Конин Д.В., Крылов А.С., Арленинов П.Д. [и др.] Прочность и деформативность изгибаемых сталежелезобетонных элементов с листовым армированием с учетом трещин. Строительство и реконструкция. – 2025. – № 5(121). – С. 42-56. – DOI 10.33979/2073-7416-2025-121-5-42-56
15. Травуш В.И., Арленинов П.Д., Десяткин М.А. [и др.] Исследование ползучести сталежелезобетонных образцов // Строительство и реконструкция. – 2024. – № 1(111). – С. 49-63. – DOI 10.33979/2073-7416-2024-111-1-49-63. – EDN AETEPS.
16. Галустов К.З. Нелинейная теория ползучести бетона и расчет железобетонных конструкций / К.З. Галустов. – М.: Изд. физ. мат. лит., 2006. - С. 94-110.
17. Галустов К.З. Влияние деформаций ползучести на характер перераспределения напряжений в центрально-сжатом железобетонном элементе. – Минск: Сб.тр. БелДорНИИ «Стр-во и эксп. автодорог и мостов», 1974.
18. Гвоздев А.А., Галустов К.З., Яшин А.В. Об уточнении линейной теории ползучести бетона //Инж. Жур. «Механика твердого тела», АН СССР, 6, 1967.
19. Травуш В.И., Конин Д.В., Рожкова Л.С. [и др.] Экспериментальные исследования сталежелезобетонных конструкций, работающих на внецентренное сжатие // Academia. Архитектура и строительство. – 2016. – № 3. – С. 127-135. – EDN WWOVFVZ.

REFERENCES

1. Kaprielov S.S., Arleninov P.D., Sheinfeld A.V., Kalmakova P.S. Influence of relative air humidity on the creep coefficient of high-strength self-compacting concretes. *Stroitel'nye Materialy [Construction Materials]*. 2025;(10):25-35. <https://doi.org/10.31659/0585-430X-2025-840-10-25-35>
2. Babalich V.S., Androsov E.N. Steel-reinforced concrete structures and prospects for their application in Russian construction practice. *Uspekhi Sovremennoy Nauki [Advances in Modern Science]*. 2017;(4):205-208.
3. Martirosyan A.S., Travush V.I., Kashevarova G.G. Study of the influence of rigid reinforcement geometry on load distribution in elements of steel-reinforced concrete structures. *Vestnik PNRPU. Prikladnaya Ekologiya. Urbanistika [PNRPU Bulletin. Applied Ecology. Urban Studies]*. 2017;(1):147-158. DOI: 10.15593/2409-5125/2017.01.13
4. Korobov L.A., Nazar'ev O.K., Karelin E.P., Khaidukov G.K. *Reinforced concrete protective shells of nuclear power plants*. Moscow: Atomizdat; 1978.
5. Travush V.I., Konin D.V., Krylov A.S. Strength of reinforced concrete beams with rigid reinforcement made of high-strength concrete. *Inzhenerno-Stroitel'nyy Zhurnal [Journal of Civil Engineering]*. 2018;79(3):36–46.

6. Travush V.I., Kapriellov S.S., Konin D.V., Krylov A.S., Chilin I.A. Experimental studies of steel-reinforced concrete structures under bending. *Stroitel'stvo i Rekonstruktsiya [Construction and Reconstruction]*. 2017;(4):63-71.
7. Tamrazyan A.G., Arutyunyan S.N. On the assessment of reliability of steel-reinforced concrete floor slabs with profiled decking. *Vestnik Grazhdanskikh Inzhenerov [Bulletin of Civil Engineers]*. 2015;(6):52–57.
8. Zamaliev F.S., Zakirov M.A. Some results of numerical studies of steel-reinforced concrete floors. *Izvestiya KGASU [News of the Kazan State University of Architecture and Engineering]*. 2015;(3):56-63. URL: izvestiya.kgasu.ru/files/3_2015/56_63_Zamaliev_Zakirov.pdf
9. Varma A.H., Malushte S.R., Sener K.C., Lai Z. Steel-Plate Composite (SC) Walls for Safety Related Nuclear Facilities: Design for In-Plane Force and Out-of-Plane Moments. *Nuclear Engineering and Design*. 2014;269:240–249.
10. Shafaei S., Varma A.H., Seo J., Huber D., Klemencic R. Wind Design of Composite Plate Shear Walls/Concrete Filled (SpeedCore) Systems. *Engineering Journal*. 2022;(Third Quarter):183-208. Paper №. 2021-11.
11. Travush V.I., et al. Static bearing capacity of steel-plate composite walls. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2023;19(4):166–181. DOI: 10.22337/2587-9618-2023-19-4-166-181
12. Takeuchi M., et al. Study on a concrete fillet structure for nuclear power plants. *Nuclear Engineering and Design*. 1998;179:209–223. URL: [https://www.sci-hub.ru/10.1016/S0029-5493\(97\)00282-3](https://www.sci-hub.ru/10.1016/S0029-5493(97)00282-3) (Accessed: 25.07.2024).
13. Travush V.I., et al. The stiffness of steel-plate composite structures for short-term loads. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2024;20(4):105–118. DOI: 10.22337/2587-9618-2024-20-4-105-118
14. Travush V.I., Konin D.V., Krylov A.S., Arleninov P.D., et al. Strength and deformability of flexural steel-reinforced concrete elements with sheet reinforcement taking cracks into account. *Stroitel'stvo i Rekonstruktsiya [Construction and Reconstruction]*. 2025;(5):42-56. DOI: 10.33979/2073-7416-2025-121-5-42-56.
15. Travush V.I., Arleninov P.D., Desyatkin M.A., et al. Study of creep in steel-reinforced concrete specimens. *Stroitel'stvo i Rekonstruktsiya [Construction and Reconstruction]*. 2024;(1):49-63. DOI: 10.33979/2073-7416-2024-111-1-49-63. EDN: AETEPS.
16. Galustov K.Z. *Nonlinear theory of concrete creep and calculation of reinforced concrete structures*. Moscow: Fiz. Mat. Lit. Publ.; 2006. p. 94-110.
17. Galustov K.Z. Influence of creep deformations on the nature of stress redistribution in a centrally compressed reinforced concrete element. In: *Collection of works of BelDORNII "Construction and Operation of Highways and Bridges"*. Minsk; 1974.
18. Gvozdev A.A., Galustov K.Z., Yashin A.V. On the refinement of the linear theory of concrete creep. *Inzhenernyy Zhurnal "Mekhanika Tverdogo Tela" [Engineering Journal "Mechanics of Solids"]*. AS USSR; 1967;(6).
19. Travush V.I., Konin D.V., Rozhkova L.S., et al. Experimental studies of steel-reinforced concrete structures under eccentric compression [Eksperimental'nye issledovaniya stalezhelezobetonnykh konstruktсий, rabotayushchikh na vnesentrennoe szhatie]. *Academia. Architecture and Construction*. 2016;(3):127-135. EDN: WWOVZ.

Информация об авторах

Арленинов Петр Дмитриевич

Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона (НИИЖБ) им. А.А. Гвоздева АО «НИЦ «Строительство», г. Москва, Россия, кандидат технических наук, заместитель заведующего лаборатории Механики железобетона.

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет» (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,

Доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций (ЖБК)

E-mail: arleninoff@gmail.com

Information about authors

Arleninov Petr D.

A.A. Gvozdev Reinforced Concrete Research and Technological Institute (NIIZHB), JSC "RIC "Construction", Moscow, Russia, PhD in Engineering, Deputy Head of the Reinforced Concrete Mechanics Laboratory.

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU), Moscow, Russia, Associate Professor, Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures.

E-mail: arleninoff@gmail.com

Статья поступила в редакцию 05.02.2026

Одобрена после рецензирования 10.02.2026

Принята к публикации 13.02.2026

The article was submitted 05.02.2026

Approved after reviewing 10.02. 2026

Accepted for publication 13.02.2026