

УДК 624.078.412

Миронова Юлия Викторовна

кандидат технических наук, доцент

E-mail: yul.mironova2018@mail.ru

Казанский государственный архитектурно-строительный университет

Адрес организации: 420043, Россия, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1

Сдвиговая податливость стыков монолитных железобетонных колонн и перекрытий при сейсмических воздействиях с учетом фактора времени

Аннотация

Постановка задачи. Цель исследования – выявить особенности напряженно-деформированного состояния несущей системы многоэтажного здания при сейсмическом воздействии с учетом накопленных повреждений, разработать аналитическое выражение по определению сдвиговой податливости стыка колонны и перекрытия в монолитном многоэтажном здании.

Результаты. Основные результаты исследования состоят в получении аналитического выражения по оценке сдвиговой податливости стыка колонны и перекрытия на основании анализа численного моделирования работы несущей системы при сейсмическом воздействии с учетом фактора времени.

Выводы. Значимость полученных результатов для строительной отрасли состоит в возможности оценки сдвиговой податливости стыка колонны и перекрытия, отражающей работу несущей системы с учетом фактора времени при проектировании многоэтажных каркасных зданий в сейсмоопасных районах.

Ключевые слова: несущая система многоэтажного здания, накопленные повреждения несущих конструкций, старение бетона, сейсмическое воздействие, сдвиговая податливость.

Введение

Одним из наиболее негативных для зданий и сооружений природных воздействий являются землетрясения, которых ежегодно в мире происходит свыше 300 тысяч. Большинство из них имеет небольшую силу, но способствует накоплению повреждений в конструкциях. При локальном разрушении несущих конструкций в результате возникновения аварийных и чрезвычайных воздействий: террористические акты, пожары, аварии, сейсмические воздействия, опасные метеорологические явления, здания должны быть защищены от прогрессирующего разрушения [1].

Здание в период эксплуатации проходит три основных этапа:

1. Этап эксплуатации объекта без снижения надежности (возрастает прочность бетона, происходят деформации ползучести и усадки и т.п.).
2. Этап перераспределения внутренних усилий (появляются дефекты, трещины, изменяются свойства железобетона и т.п.).
3. Этап определения эксплуатационной пригодности объекта (возникают аварийные и нештатные ситуации, снижаются запасы прочности и надежности конструкций, изменяются жесткостные характеристики и т.п.).

В период эксплуатации накапливается физический износ здания, происходит постепенная утрата несущей способности, накопление деформаций в отдельных элементах и в здании в целом. Повреждения в конструкциях вызываются действием нагрузок, неравномерных осадок, тектонических движений грунтов, неточностями и отклонениями при возведении зданий, усадочных и температурных напряжений.

Нормативный подход к расчету элементов зданий и их сопряжений не учитывает частичные повреждения в элементах, нагрузки от сейсмических сил определяются по закону упругого деформирования конструкций, при этом образование остаточных деформаций, трещин, пластических шарниров учитываются эмпирическими коэффициентами. Эти коэффициенты не зависят от интенсивности землетрясения и свойств самого сооружения, а действительные условия работы и деформирования

конструкций при сейсмических воздействиях могут быть уникальными и сложными. При сильных землетрясениях в конструкциях появляются и развиваются дефекты и повреждения, что приводит к изменению жесткостных и динамических характеристик [2, 3, 4, 5]. Возникают значительные отклонения результатов расчета и проектирования от фактического напряженно-деформированного состояния зданий и их элементов, меняется картина работы несущей системы.

Влияние сейсмических воздействий на напряженно-деформированное состояние несущих систем многоэтажных зданий

Приоритетным направлением в строительстве в сейсмоопасных районах является возведение многоэтажных и высотных зданий из монолитного железобетона. С конструктивной точки зрения «слабым местом» в каркасе здания являются узловые сопряжения. В монолитных многоэтажных зданиях стыки продольной арматуры колонн устраиваются в уровне верха перекрытий, в зоне действия максимальных усилий. Устройство стыков связано с выбором способа стыкового соединения стержней, а также с выполнением ряда конструктивных требований. Так как монолитные железобетонные элементы не могут создаваться в один цикл, при бетонировании на стыке твердеющего и свежего бетона образуются холодные рабочие швы, которые по своим прочностным и деформативным характеристикам могут отличаться от проектных и становиться податливыми. Экспериментальные исследования показывают, что податливость стыков приводит к существенному (до 40 %) перераспределению усилий. Податливость стыка определяется как повышенная деформативность соединения на малом участке длины стыка, по сравнению с деформативностью стыкуемых элементов. Таким образом, податливость стыка – это смещение, вызванное единичной силой – при сжатии – растяжении, сдвиге или повороте. Податливость стыков несущих элементов каркаса может быть вызвана: пониженной трещиностойкостью и сопротивляемостью развитию трещин бетона замоноличивания шва; смятием бетона конструкций и стыка по контактным поверхностям с развитием неупругих деформаций; снижением расчетных площадей конструкций в стыке для обеспечения соединений арматуры; пониженная жесткость сварных соединений арматуры и закладных деталей и т.д.

Кроме того, в процессе сейсмических колебаний происходит частичное разрушение элементов конструкции (разрушение и отслоение защитного слоя бетона, разрыв связей, появление и развитие пластических шарниров и т.п.). Сооружение начинает работать как конструктивно нелинейная система. Предполагаемые места разрушения устанавливаются анализом результатов статического и динамического расчетов, при этом расположение мест образования пластических шарниров чаще всего совпадают. Вследствие проявления физической и конструктивной нелинейности меняется напряженно-деформированное состояние стыка, как следствие изменяется податливость сопряжения. При расчете податливости рекомендуется применять коэффициент жесткости стыка, определяемый как тангенс угла наклона секущей к кривой на диаграмме усилие – перемещение для стыка. При воздействии на каркас сейсмических сил, необходимо учитывать сдвиговую податливость ($1/C_y$), обусловленную деформациями сдвига при действии поперечной силы и характеризующуюся зависимостью «Q-Δ», определяемую по результатам экспериментов.

В практике проектирования, исходя из особенностей распределения усилий в несущем каркасе, вертикальные стыки колонн, работающие на внецентренное сжатие, рекомендуется размещать в зонах с минимальными изгибающими моментами, в идеале – в середине высоты этажа, что не всегда целесообразно из технологических и других соображений. С ростом нагрузки, за счет развития неупругих деформаций в элементах сопряжения, податливость стыков колонн увеличивается. Интенсивное нарастание деформаций в стыке проявляется при нагрузке 60-80 % от разрушающей.

Современные проблемы строительства зданий в сейсмических районах, повышенные требования к надежности возводимых сооружений и совершенствование технологий требуют развития методов расчета сооружения на различного рода динамические, в том числе и сейсмические нагрузки. На сегодняшний день существуют различные меры и методы защиты зданий и сооружений от землетрясений. Конструктивные меры защиты зданий включают: мероприятия по уменьшению перемещений и деформаций земной

поверхности в пределах защищаемого здания; мероприятия по предотвращению повреждения конструкций; мероприятия по исправлению положения здания. По вопросам сейсмостойкости зданий проведены многочисленные исследования, однако задача определения сейсмостойкости зданий и сооружений с учетом накопленных повреждений рассмотрена не в полном объеме. Учет повреждений возможен при учете реальной жесткости и податливости стыков на стадии проектирования. Исходя из вышесказанного, необходима разработка рекомендаций по определению количественных характеристик повреждений, для их последующего учета [6, 7].

Численное моделирование напряженно-деформированного состояния стыка

Для уточнения данных о прочности и податливости стыка колонны и перекрытия был проведен численный эксперимент, целью которого являлось моделирование работы монолитного многоэтажного здания с учетом повреждений при сейсмических воздействиях. В качестве исследуемого был принят монолитный железобетонный каркас 12-ти этажного жилого дома, с размерами в осях 27,6×24 м, высота этажа – 3 м. Колонны – 0,4×0,6 м, перекрытия – безбалочные монолитные толщиной 200 мм, бетон класса В25, арматура А400, сейсмичность района строительства – 8 баллов.

Расчет проводился на сейсмическое воздействие с учетом различных вариантов повреждений: разрушение (отказ) колонн; ослабление сечения колонны – снижение жесткости элементов в соответствии с теорией старения бетона [1, 2], изменение модуля упругости колонн на 5-40 %; увеличение податливости стыка колонны с перекрытием.

Анализ результатов показал, что максимальное расхождение по частотам колебаний при отказе наиболее нагруженной угловой колонны нижнего яруса здания на жестком основании при локальном повреждении элемента по сравнению с исходной схемой составляет: при 1-ой форме колебания – 2,94 %; при 2-ой форме колебания – 17,67 %; при 3-ой форме колебания – 17,2 %. Степени повреждения зданий и сооружений в зависимости от изменения фактического периода собственных колебаний здания или сооружения по сравнению с проектным значением влияют на изменение периода собственных колебаний здания, причем, изменение частоты собственных колебаний на 11-30 % характеризуется как «умеренная» степень повреждения. Таким образом, при отказе колонны значение частот собственных колебаний изменилось. При последующих нагружениях накопленные повреждения и существенно скажутся на напряженно-деформированном состоянии элементов несущей системы и вызовут перераспределение усилий в них. Исходя из вышесказанного, уже на стадии проектирования необходимо предусмотреть обоснованный запас прочности, позволяющий учесть наличие ослаблений сечений, дефектов и повреждений элементов.

Жесткостные характеристики железобетонных конструкций с течением времени в результате повреждений изменяются, в частности снижаются прочность и модуль упругости бетона. При этом прочность бетона можно определить по формуле [8]:

$$R(t) = R(1 - 0,04 \lg t). \quad (1)$$

Модуль упругости бетона [9]:

$$E = 1000000 / (1,7 + 300/R), \quad (2)$$

где t – время, часы; R – прочность бетона, кг/см².

Используя данные, полученные по зависимостям (1-2) в качестве характеристик железобетонных конструкций, можно выяснить напряженно-деформированное состояние конструктивных элементов через определенный промежуток времени. Оценка прочности и податливости монолитного стыка производится на основе теории силового сопротивления анизотропных материалов сжатию [10, 11, 12, 13]. Данный подход основан на следующих положениях:

- используется гипотеза об образовании в зонах передачи и восприятия усилий уплотнений бетона в виде клиньев, усеченных пирамид, конусов, повторяющих в основании форму грузовых и опорных площадок;

- разрушение элементов, воспринимающих сжимающие усилия, происходит от сопротивления бетона отрыву, сдвигу и раздавливанию в зависимости от расположения грузовых площадок и их размеров;

- сопротивление бетона разрушению при сжатии оценивается его прочностью на растяжение, сдвиг и раздавливание;

- механизм разрушения описывается с использованием статического метода предельного равновесия, в соответствии с которым разрушение элементов наступает одновременно во всех расчетных зонах и напряжения в них достигают предельных значений. В работе [11] предложено ввести в расчетное выражение усилия, воспринимаемые продольной и поперечной арматурой, несущую способность стыка определить по формуле:

$$N \leq \frac{(4\omega\gamma_{sw} \sum R_s A_{sw}) \cos\alpha + 3R_{bt} L_{loc}^2 (\sin^2\alpha + 1) \cos\alpha + Q_s \sin\alpha}{\sin\alpha} + R_b L_{loc}^2 \sin^4\alpha + R_s A_s + \gamma_s R_{sc} A_{sc}. \quad (3)$$

С использованием выражений (1)-(3) был произведен расчет несущей способности стыка монолитных колонн. Исследовалось состояние системы стыка в возрасте 1 день, 10 дней, 1 год, 5, 20, 50 и 100 лет. В результате была получена зависимость несущей способности стыка от возраста. Результаты изменения несущей способности стыка представлены в табл. 1.

Таблица 1

Время, годы	0	1	5	10	20	50	100
N_{ult} , кН	4336,8	3281,2	3108,5	3037,6	2969,4	2884,2	2824,2

Таким образом, наиболее интенсивное снижение несущей способности стыка происходит на начальном этапе жизненного цикла конструкции в первые 10 лет и достигает до 42 %, последующее снижение несущей способности менее значительно.

Значения модуля упругости материала колонны, вычисленные по выражениям (1)-(3), были введены в расчетную схему. В результате расчета получили картину перераспределения усилий в стержневых и пластинчатых элементах по сравнению с исходной схемой. При этом, увеличение внутренних усилий в элементах, находящихся вне зоны разрушения, составило до 23 %. При изменении модуля упругости с учетом накопленных дефектов на 5-40 % от начального значения 30×10^3 МПа, изменение усилий в стержневых элементах в зависимости от направления сейсмической нагрузки и модуля упругости составило до 14 %. При расчете здания по различным схемам разрушения максимальное расхождение, по сравнению с исходной схемой, составило 17,67 % для 2-ой формы колебания – при отказе наиболее нагруженной угловой колонны нижнего яруса. Изменение периода собственных колебаний здания можно охарактеризовать как «умеренную» степень повреждения.

Сдвиговая податливость стыков

На следующем этапе определялась сдвиговая податливость стыков колонн по различным методикам. По [11] определена сдвиговая податливость стыка $1/C_{xy}$ в упругой, неупругой стадиях и на стадии разрушения. Полученные значения податливости представлены в табл. 2.

Таблица 2

Возраст, годы	Податливость, $1/C_{xy}, 10^{-6}$ м/кН		
	Упругая стадия	Неупругая стадия	Стадия разрушения
0	4,275950	5,583003	9,47301
1	4,701957	6,156808	10,41332
5	4,794368	6,281732	10,61725
10	4,836113	6,338216	10,70936
20	4,879104	6,396422	10,80421
50	4,937946	6,476143	10,93404
100	4,984056	6,538662	11,03577

Осевая податливость определена по формуле, предложенной в [4]:

$$\frac{1}{C_z} = \frac{t_{uk}}{E_p(A_{loc} + \alpha \cdot A_s)} + \frac{2h_k}{v E_b \gamma_\mu (A_{loc} + \alpha \cdot A_s)}; \frac{1}{C_z} = 1,1473 \cdot 10^{-6} \text{ см/кН}. \quad (4)$$

Сдвиговая податливость стыка в горизонтальном шве определена по формуле, полученной в [11]:

$$\frac{1}{C_{xy}} = \frac{1}{f} \left(\frac{t_{uu}}{G_{расмб} A_{red}} + \frac{8d_s}{G_s A_s} \right), \frac{1}{C_{xy}} = 3,28 \cdot \frac{10^{-6} \text{ см}}{\text{кН}}. \quad (5)$$

Исходя из периодичности землетрясений раз в 50-80 лет, в данном эксперименте введены значения осевой и сдвиговой податливости стыков в возрасте конструкции 50 лет. Моделирование податливости стыков происходит введением в расчетную схему шарниров с заданными характеристиками. Установлено, что увеличение податливости с течением времени приводит к увеличению усилий в элементах вплоть до стадии разрушения, причем разница в значениях этих усилий для одного и того же элемента составляет до 30 % по сравнению с усилиями, полученными без учета фактора времени. При этом значение податливости увеличивается почти в 3 раза на стадии разрушения.

Таким образом, при сейсмическом воздействии возможны повреждения отдельных элементов здания, которые не приведут к разрушению здания в целом, но изменяют его напряженно-деформированное состояние. Повреждения могут быть учтены: за счет моделирования каркаса здания с локальными разрушениями; изменением прочностных и деформативных характеристик бетона в зависимости от фактора времени; изменением жесткостных характеристик материала элементов; введением в расчет значений сдвиговой и линейной податливости. При определении фактической площади арматуры превышение принимается не более 5 %, разница в значении усилий, полученная по результатам экспериментов не обеспечит должного запаса прочности, поэтому учет повреждений на стадии проектирования покажет более реальную картину изменения напряженно-деформированного состояния с течением времени.

Существующие методы определения податливости не учитывают имеющиеся недостатки и дефекты в конструкциях. При определении податливости используется коэффициент жесткости стыка. Сдвиговая податливость обусловлена деформациями сдвига при действии поперечной силы и описывается зависимостью «Q-Δ».

По результатам численных исследований выявлено, что изменение прочностных и деформативных характеристик бетона с течением времени влияет на изменение напряженно-деформированного состояния конструкций и их элементов. Предлагается учесть накопленные повреждения при определении модуля сдвига путем введения характеристик бетона, определенных по выражениям (1)-(2) в методику [11] (табл. 3):

$$G = \frac{100000}{2 * (1,7 + \frac{300}{(1 - 0,04lgt)})(1 + \nu)}. \quad (6)$$

Таблица 3

Стадии работы стыка	Обозначения	По формуле (6)	По методике [11]
Упругая	$\frac{1}{C_{xy1}}$	$4,7 \cdot 10^{-6} \text{ м/кН}$	$3,8 \cdot 10^{-6} \text{ м/кН}$
Неупругая	$\frac{1}{C_{xy2}}$	$6,16 \cdot 10^{-6} \text{ м/кН}$	$4,9 \cdot 10^{-6} \text{ м/кН}$
Разрушение	$\frac{1}{C_{xy3}}$	$10,4 \cdot 10^{-6} \text{ м/кН}$	$8,3 \cdot 10^{-6} \text{ м/кН}$

Таким образом, по результатам эксперимента было получено, что податливость стыка в стадии разрушения увеличивается примерно в 3 раза (рис.), что доказывает необходимость учета изменения податливости при проектировании.

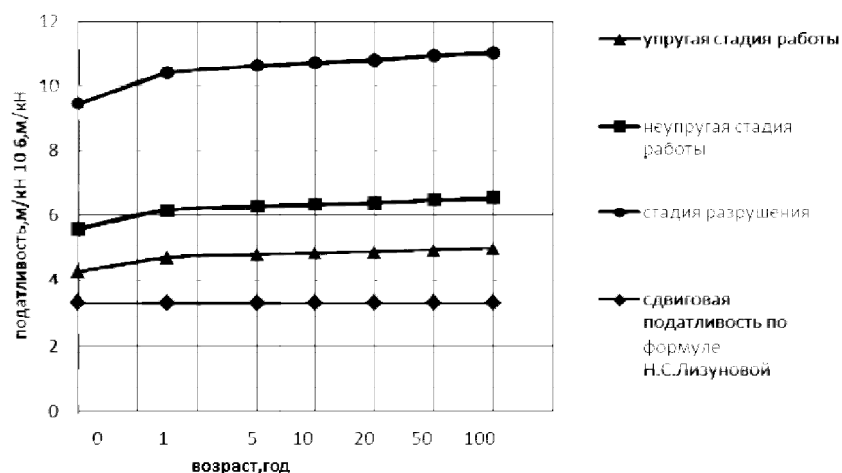


Рис. График зависимости сдвиговой податливости от возраста

Заключение

Проведённые численные эксперименты по исследованию влияния локальных повреждений на динамические характеристики зданий из монолитного железобетона доказали, что повреждения существенно влияют на НДС здания. Вследствие этого предлагается учитывать данные виды дефектов конструкций при расчете на сейсмическое воздействие. Локальные повреждения конструкций рекомендуется вводить в расчетную схему путем удаления отдельных конечных элементов, на основе оценки сопротивляемости здания ПР. В расчетах на сейсмическое воздействие предлагается учитывать старение материала в конструкциях, определять модуль упругости бетона по формулам (1)-(2). Сдвиговую податливость стыков монолитных колонн рекомендуется определять по выражению (6), осевую податливость определять по [14]. Осевую и сдвиговую податливости учесть в расчете путем введения в стержневые элементы шарниров с вычисленными значениями податливости.

Список библиографических ссылок

1. Алмазов В. О. Проблемы прогрессирующего разрушения // Строительство и реконструкция. 2014. № 6 (56). С. 3–10.
2. Топилин А. Н. Сейсмостойкость железобетонных конструкций с учетом процесса развития повреждений // Вестник МГСУ. 2011. № 2. Т. 1. С. 105–109.
3. Жарницкий В. И., Голда Ю. Л., Курнавина С. О. Развитие повреждений в железобетонной раме при сейсмических воздействиях : сб. ст. III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону / МГСУ (НИУ). Москва, 2014. С. 57–67.
4. Золина Т. В. О необходимости учета сейсмического воздействия в оценке остаточного ресурса в связи с изменением сейсмоопасности территории : м-лы VIII Международной научно-практической конференции профессорско-преподавательского состава, молодых ученых и студентов / ГАОУ АО ВПО «АИСИ». Астрахань, 2014. С. 75–84.
5. Luis Esteva. Structural damage accumulation and control for life cycle optimum seismic performance of buildings // Structure and Infrastructure Engineering. 2016. Vol. 12. <https://doi.org/10.1080/15732479.2015.1064967>.
6. Dante Tolentino, Ricardo B. Flores, Jorge L. Alamilla. Probabilistic assessment of structures considering the effect of cumulative damage under seismic sequences // Bulletin of Earthquake Engineering. 2017. December. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0276-6> 2017.

7. Dante Tolentino, Sonia E. Ruiz. Time-Dependent Confidence Factor for Structures with Cumulative Damage // *Earthquake Spectra*. 2015. Vol. 31. № 1. P. 441–461. <https://doi.org/10.1193/010912EQS008M>.
8. Безгоднов И. М. О длительной прочности бетона // *Бетон и железобетон*. 1996. № 4. С. 23–25.
9. Кодекс-образец ЕКБ-ФИП для норм по железобетонным конструкциям. М. : НИИЖБ, 1984.
10. Соколов Б. С. Теоретические основы сопротивления бетона и железобетона при сжатии. // *Известия ВУЗов. Строительство*. 1993. № 9. С. 39–43.
11. Соколов Б. С., Лизунова Н. С. Экспериментально-теоретическая методика оценки сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн // *Известия КГАСУ*. 2014. № 1 (27). С. 119–124.
12. Абдрахимова Н. С., Миронова Ю. В., Шамсутдинова А. И. Экспериментально-теоретические исследования усиленных штепсельных стыков железобетонных колонн при действии поперечной силы // *Известия КГАСУ*. 2016. № 3 (37). С. 118–128.
13. Соколов Б. С., Лизунова Н. С. Анализ результатов экспериментальных исследований сдвиговой податливости штепсельных стыков железобетонных колонн // *Вестник ВолгГАСУ*. 2013. № 31 (50). С. 52–57.
14. Соколов Б.С. Теория силового сопротивления анизотропных материалов сжатию и ее практическое применение. М. : АСВ, 2011. 160 с.

Mironova Juliya Viktorovna

candidate of technical sciences, associate professor

E-mail: yul.mironova2018@mail.ru

Kazan State University of Architecture and Engineering

The organization address: 420043, Russia, Kazan, Zelenaya st., 1

Shear yielding of the joints in monolithic reinforced concrete columns and beams under seismic loading taking into account the time factor

Abstract

Problem statement. The aim of the investigation was to reveal the peculiarities of the stress – strain state of the load-bearing system of a multi-storey building under seismic action, taking into account the accumulated damage, to develop an analytical expression to determine the shear compliance of the column joint and overlap in a monolithic multi-storey building.

Results. The main results of the study consist in obtaining an analytical expression for the evaluation of the shear compliance of the column joint and overlap on the basis of the analysis of numerical simulation of the carrier system under seismic action, taking into account the time factor.

Conclusions. The significance of the results for the construction industry is the possibility of assessing the shear compliance of the column joint and overlap, reflecting the operation of the load-bearing system taking into account the time factor in the design of multi-storey frame buildings in seismic areas.

Keywords: the carrier system high-rise buildings, the accumulated damage of the structures, ageing of concrete, seismic effects, the shear compliance.

References

1. Almazov V. O. Problems of progressive destruction // *Construction and reconstruction*. 2014. № 6 (56). P. 3–10.
2. Topilin A. N. Seismic resistance of reinforced concrete structures taking into account damage development process // *Vestnik MGSU*. 2011. № 2. V. 1. P. 105–109.
3. Jarnicki V. I., Golda J. L., Kurnavina S. O. Development of damage in reinforced concrete frame under seismic loading : dig. of art. III all-Russian (II International) conference on concrete and reinforced concrete / MGSU (NIU). Moscow, 2014. P. 57–67.

4. Zolina T. V. On the need to take into account the seismic impact in the evaluation of the residual life due to changes in the seismic hazard of the territory : mat. VIII international scientific-practical conference of teaching staff, young scientists and students / GAOU AO VPO «AISI». Astrakhan, 2014. P. 75–84.
5. Luis Esteva. Structural damage accumulation and control for life cycle optimum seismic performance of buildings // Structure and Infrastructure Engineering. 2016. Vol. 12. <https://doi.org/10.1080/15732479.2015.1064967>.
6. Dante Tolentino, Ricardo B. Flores, Jorge L. Alamilla. Probabilistic assessment of structures considering the effect of cumulative damage under seismic sequences // Bulletin of Earthquake Engineering. 2017. December. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0276-6> 2017.
7. Dante Tolentino, Sonia E. Ruiz. Time-Dependent Confidence Factor for Structures with Cumulative Damage // Earthquake Spectra. 2015. Vol. 31. № 1. P. 441–461. <https://doi.org/10.1193/010912EQS008M>.
8. Bezgodov I. M. On the long-term strength of concrete // Concrete and reinforced concrete. 1996. № 4. P. 23–25.
9. Code-sample ECX-FIP for norms on reinforced concrete structures. M. : NIIZHB, 1984.
10. Sokolov B. S. Theoretical bases of resistance of concrete and reinforced concrete at compression. // Izvestiya VUZov. Construction. 1993. № 9. P. 39–43.
11. Sokolov B. S., Lizunova N. S. Experimentally-theoretical method of estimating shear compliance plug joints reinforced concrete columns // Izvestiya KGASU. 2014. № 1 (27). P. 119–124.
12. Abdrahimova N. S. Mironova Y. V., Shamsutdinova A. I. Experimental and theoretical study of reinforced socket joints of reinforced concrete columns under the action of shear forces // Izvestiya KGASU. 2016. № 3 (37). P. 118–128.
13. Sokolov B. S., Lizunova N. C. Analysis of results of experimental studies of the shear compliance of the plug joints are reinforced concrete columns // Vestnik VolgGASU. 2013. № 31 (50). P. 52–57.
14. Sokolov B. S. Theory of power resistance of anisotropic materials to compression and its practical application. M. : ASV, 2011. 160 p.