

Б. МИТРОВИЧ¹

¹НИУ «Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия

ВЕРИФИКАЦИЯ МЕТОДИКИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА РЕДУКЦИИ ПРИ РАСЧЕТЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СИСТЕМ НА УСТОЙЧИВОСТЬ К ПРОГРЕССИРУЮЩЕМУ ОБРУШЕНИЮ

Аннотация. В работе представлена методика использования коэффициента редукции для обеспечения устойчивости монолитных железобетонных несущих конструкций к прогрессирующему обрушению.

В рамках проведенного верификационного исследования доказана корректность и обоснованность разработанного метода расчетного анализа устойчивости монолитных железобетонных несущих систем зданий и сооружений к прогрессирующему обрушению.

Полученный и обоснованный в рамках выполненных исследований коэффициент редукции (K_1) представляет собой важнейшую деформационную характеристику особого предельного состояния монолитных железобетонных несущих систем зданий и сооружений для аварийной расчетной ситуации, связанной с отказом локального конструктивного элемента.

Ключевые слова: несущие конструкции, напряженно-деформированное состояние, расчетный прогноз, расчетная модель, прогрессирующее обрушение.

B. MITROVIC¹

¹Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

VERIFICATION OF THE METHOD OF APPLICATION OF THE REDUCTION COEFFICIENT IN THE CALCULATION OF MONOLITHIC REINFORCED CONCRETE SYSTEMS TO RESIST PROGRESSIVE COLLAPSE

Abstract. The paper presents a method of using the reduction factor to ensure the stability of monolithic reinforced concrete bearing structures to progressive collapse.

Within the framework of the verification study, the correctness and validity of the developed method for the computational analysis of monolithic reinforced concrete bearing systems of buildings and structures to resist progressive collapse were proved.

The reduction factor (K_1) obtained and justified in the framework of the research performed is the most important deformation characteristic of the special limiting state of monolithic reinforced concrete bearing systems of buildings and structures for an emergency design situation associated with the failure of a local structural element.

Keywords: load-carrying structures, stress-and-strain state, design prediction, calculation model, progressive collapse.

Введение

Оценка устойчивости несущей системы зданий при отказе отдельных несущих конструкций или при образовании локального дефекта в конструктивной системе является одной из важнейших задач при оценке уровня надежности несущей системы здания в целом. Государственным стандартом (ГОСТ 27751-2014) введено новое предельное состояние: «особые предельные состояния - состояния, возникающие при особых воздействиях и

ситуациях и превышение которых приводит к разрушению сооружений с катастрофическими последствиями».

Понятие особых воздействий детально рассматривается в СП 296.1325800.2017, в котором для расчета несущих конструкций устанавливает повышенные значения прочностных характеристик материалов, что обосновывается следующим: «...учет возможности работы арматуры за пределами текучести материала».

Известно, что работа несущих конструкций за пределами упругой фазы хорошо изучена и регламентируется нормами проектирования сейсмостойких зданий. Основой расчетов конструкций в пластической фазе являются величины «коэффициента допускаемых повреждений / поведения» (K_1) базируются, как правило, на характеристике пластичности конструкции (коэффициент пластичности μ).

Для наиболее распространенных видов несущих систем - многоэтажных и высотных зданий с несущими конструкциями из монолитного железобетона - предложен и обоснован метод защиты от прогрессирующего обрушения, основанный на устройстве этажей повышенной жесткости (аутригерные этажи). Наличие значений характеристики уровня допускаемых повреждений – коэффициента редукиции (аналог коэффициента K_1 сейсмостойких конструкций) для режима прогрессирующего обрушения при отказе вертикальной несущей конструкции, позволит выполнять корректную оценку эффективности аутригерных этажей.

Одним из методов определения величины «коэффициента допускаемых повреждений/поведения» является анализ состояния несущих конструкций зданий, получивших повреждения при землетрясениях [1, 2]. Теоретические исследования по определению «коэффициента допускаемых повреждений / поведения» базируются, как правило, на характеристике пластичности конструкции (коэффициент пластичности μ), либо на параметре повреждаемости конструкции («индекс повреждаемости конструкции» D) – см. работы [3, 4].

Модели и методы

С целью обоснования возможности использования подходов, основанных на допускаемом объеме повреждений элементов несущей системы (в рамках решения задач устойчивости монолитных железобетонных зданий к прогрессирующему обрушению), в работе [5] проведены исследования механизмов разрушений основных конструктивных элементов монолитных железобетонных несущих систем в режиме прогрессирующего обрушения и обоснованы критериальные элементы и узлы для оценки предельных состояний в условиях отказа локальных элементов. Кроме того, выполнено обоснование критериев предельных состояний, корректно отражающих условия формирования допустимого объема повреждений в критериальных зонах несущих железобетонных систем в режиме отказа локальных элементов несущей системы.

На основании результатов обоснована необходимость использования деформационных критериев для дальнейших расчетных исследований НДС несущей системы в условиях отказа локальных конструкций.

Исследованиями установлено, что в качестве основного критерия для оценки НДС монолитных железобетонных конструкций для режима отказа вертикальной несущей конструкции может быть принята величина вертикальной деформации приопорного участка перекрытия при «отказе» вертикальной несущей конструкции, при которой формируются условия «разрушения» приопорной зоны перекрытия – величина предельного смещения.

Использование разработанного метода моделирования процесса структурных изменений конструктивных элементов монолитных железобетонных систем в режиме развития деградации конструкции в сравнении с нелинейным расчетом, учитывающим физическую нелинейность работы материала, дает хорошие результаты.

На основе анализа предельных смещений и соответствующих предельных относительных деформаций получены значения коэффициентов редукиции (K_1) для различных величин пролетов и точек «отказов» конструкций монолитных железобетонных

зданий. В качестве консервативной величины коэффициента допускаемых повреждений принято значение: $K_I = 0.50$.

В условиях допускаемых нормами пластических деформаций в железобетонных элементах при «отказах» локальных конструкций и с учетом активного применения железобетонных аутригерных систем представляется вполне обоснованным применение разработанного и обоснованного метода использования коэффициента редукции для расчетного анализа устойчивости монолитной железобетонной несущей системы к прогрессирующему обрушению. Так как проведение физических экспериментов с отказом локальной конструкции в монолитной железобетонной несущей системе, включающей аутригерную конструкцию, связано с большими затратами, подобные эксперименты до настоящего времени не проводились.

В условиях отсутствия данных о физических экспериментах методика верификации разработанного метода расчетного анализа с применением коэффициента редукции может быть основана на сопоставлении результатов расчетов тестовых моделей, выполненных по методике, разработанной в рамках данного исследования, и по методике, использующей методы расчетного анализа железобетонных конструкций в физически нелинейной постановке с учетом динамических эффектов (нелинейный динамический анализ), но ранее верифицированной и признанной корректной – референсной методике. Процедура верификации сводится к сопоставлению величин вертикальных деформаций, полученных по результатам расчета железобетонных конструкций, армированных на основе редуцированных значений нагрузочных эффектов ($K_I < 1,0$) в референсной методике, с результатами предельных вертикальных деформаций, соответствующих состоянию «перед разрушением» приопорной зоны узла стыка перекрытия и колонны.

В качестве референсной методики используется методика, представленная в работе [6] вместе с результатами ее верификации. Методика [6] включена в состав вычислительного комплекса SCAD, что позволяет выполнить в рамках одного вычислительного комплекса как расчеты по методике, разработанной в рамках настоящего исследования, так и расчеты с применением нелинейного динамического анализа.

В рамках методики [6] используются конечные элементы плоской оболочки средней толщины [6,7] описываемые соотношениями теории Миндлина-Рейсснера (см. рисунок 1), а также двухузловой конечный элемент пространственной рамы, учитывающий деформации поперечного сдвига на основе теории С. П. Тимошенко [8] (см. рисунок 2).

В рамках методики [6] армирование оболочечных конечных элементов представлено в виде «размазанных» по плоскости арматурных стержней, образующих арматурные слои S1, S2, S3, S4. Каждый арматурный слой состоит из стержней одного направления, одного и того же материала и поперечного сечения. Количество арматурных слоев не ограничено. В случае стержневого конечного элемента продольная арматура учитывается дискретно.

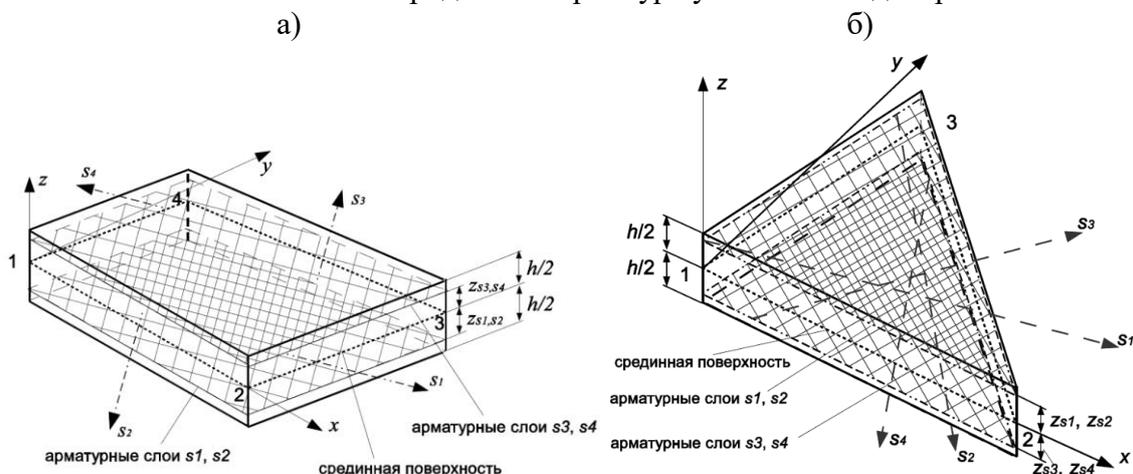


Рисунок 1 - Общая схема оболочечного конечного элемента: а) – четырехугольный, б) – треугольный
 h – толщина конечного элемента, $ZS_1 - ZS_4$ – расстояние от соответствующего арматурного слоя до срединной поверхности.

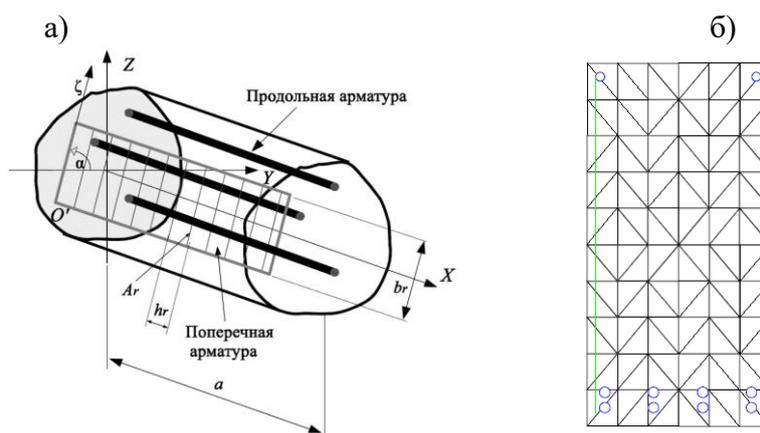


Рисунок 2 - Общая схема стержневого конечного элемента, учитывающего деформации поперечного сдвига на основе теории С. П. Тимошенко: а) – общая схема армирования сечения произвольной формы, б) – конечноэлементная схема поперечного сечения прямоугольной формы с дискретными арматурными элементами

Основные соотношения в конечных элементах по методике [6] основаны как на теории пластического течения, так и на деформационной теории пластичности. В рамках верификационных работ по референсной методике в работах [6,7] показано, что применение деформационной теории пластичности в случае нециклического нагружения приводит к результатам, более близким к результатам физических экспериментов, чем применение теории пластического течения, по крайней мере на рассмотренных тестовых задачах.

Традиционно в рамках физически нелинейного анализа используются базовые положения деформационной теории Н.И. Карпенко. С учетом использования деформационной теории пластичности в рамках методике [6] используется диаграмма $\sigma - \epsilon$. (см. рисунок 3).

Значения напряжений и деформаций в точках С и U (соответственно σ_c, ϵ_c и σ_u, ϵ_u), а также начальный модуль деформаций бетона E однозначно определяют конфигурацию кривой $\sigma - \epsilon$ в зоне сжатия. Здесь σ_c – предел прочности бетона на сжатие. В зоне растяжения используется трехлинейная диаграмма, причем ниспадающий участок моделирует деградацию бетона при появлении и развитии трещин. Здесь σ_t – предел прочности бетона на растяжение, $\epsilon_t = \sigma_t/E$, параметр α' определяет остаточную прочность бетона на растяжение и обычно равен нулю, а параметр ξ определяет протяженность ниспадающей ветви и модуль разупрочнения бетона $E_t = -E/(\xi - 1)$.

Важной особенностью методике [6] является формулировка соотношений деформационной теории пластичности в терминах остаточных деформаций, позволяющая осуществлять переход из зоны сжатия в зону растяжения и наоборот.

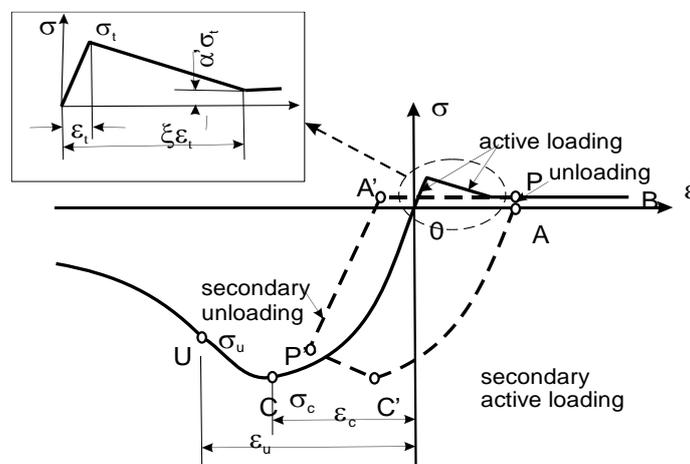


Рисунок 3 - Диаграмма $\sigma - \epsilon$ для бетона (приведен в авторской редакции)

В методике [6] для обеспечения вычислительной устойчивости метода учитывается жесткость арматуры не только на растяжение-сжатие, но и на поперечный сдвиг. Это позволяет избежать геометрической изменяемости или плохой обусловленности задачи в тех случаях, когда конечные элементы полностью находятся в зоне растяжения.

Поведение арматуры также описывается соотношениями деформационной теории пластичности, сформулированными в терминах остаточных деформаций, и принимается симметричная билинейная диаграмма $\sigma - \varepsilon$ с упрочнением $0,01E_s$, где E_s – модуль упругости для стали.

Анализ приведенных выше базовых положений методики [6] показывает, что указанная методика может быть принята в качестве референсной для процедуры верификации разработанного метода расчетного анализа с использованием коэффициента редукции.

Результаты исследования и их анализ

Процедура верификации разработанной методики состоит из нескольких этапов.

Этап 1. Разработка тестовой модели, включающей аутригерную конструкцию, для выполнения расчетного анализа устойчивости к прогрессирующему обрушению, определение базовых параметров армирования элементов тестовой модели при принятых параметрах нагружения (параметры армирования аутригерной конструкции определяются на этапе 2).

Этап 2. Выполнение расчета по разработанной методике с учетом динамических эффектов в двух вариантах. Модель вариант 1 – без учета коэффициента редукции ($K_1=1,0$). Модель вариант 2 – с учетом коэффициента редукции ($K_1=0,5$).

Динамические эффекты при «отказе» локальной конструкции учитываются в рамках прямого интегрирования уравнений движения.

По результатам расчетов этапа 2 определяются требуемые величины армирования аутригерных конструкций.

Этап 3. Выполнение расчета методом нелинейного динамического анализа по методике [6] тестовой модели с армированием основных элементов несущей системы по результатам этапа 1 и с армированием аутригерных конструкций по результатам расчета на этапе 2.

Динамические эффекты учитываются в рамках прямого интегрирования уравнений движения.

Результатом расчета этапа 3 являются значения вертикальных смещений (по оси Z) узла над «отказавшим» элементом.

Этап 4. Выполняется сравнительный анализ вертикальных смещений узла над «отказавшим» элементом, полученных на этапе 3, с величинами предельных вертикальных смещений узлов, соответствующими состоянию «перед разрушением» приопорного участка узла стыка колонны и перекрытия.

В рамках процедуры верификации рассматривается тестовая расчетная модель монолитной железобетонной несущей системы с безригельным узлом стыка колонны и перекрытия (см. рисунок 4).

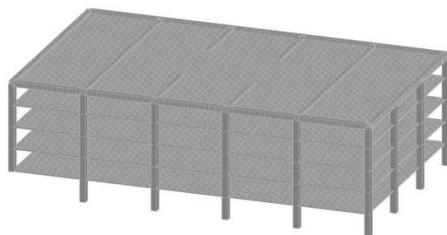


Рисунок 4 - Тестовая расчетная модель для верификации разработанного метода

Для верификации разработанной методики используется расчетная модель с «отказом» угловой колонны. В уровне покрытия в состав тестовой модели включены балки, выполняющие роль аутригерных конструкций.

Конструкции тестовой модели выполнены из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В30. Аутригерные балки имеют размеры 500x700 мм. Колонны приняты сечением 500x500 мм. Перекрытие принято толщиной 200 мм.

Продольное армирование основных вертикальных железобетонных элементов (колонн) выполнено отдельными стержнями из арматуры класса А500, поперечное армирование стержневых элементов из стержневой арматуры класса А500.

Армирование перекрытий и покрытия в расчетной модели принято в виде различных зон: приопорная зона (верхнее армирование – арматура А500 Ø10/200x200 мм + Ø20/200x200 мм; нижнее армирование – арматура А500 Ø10/200x200 мм); пролетная зона (верхнее армирование – арматура А500 Ø10/200x200 мм; нижнее армирование - арматура А500 Ø10/200x200 мм + Ø12/200x200 мм).

Параметры нагружения в тестовых задачах приняты:

- нагрузка от собственного веса железобетонных конструкций (определяется вычислительным комплексом автоматически);
- длительная нагрузка на перекрытие – 5,0 кПа.

По результатам расчета на этапе 2 определено армирование аутригерных конструкций (см. таблицу 1).

Таблица 1 – Расчетные величины армирования аутригерных конструкций

Вид модели	S_1 [см ²]	S_3 [см ²]	W_z [см ² /м]	W_y [см ² /м]
Модель вариант 1 ($K_I=0$)	50,83	4,69	35,08	26,46
Модель вариант 2 ($K_I=0,5$)	22,54	2,11	13,87	11,63

Для выполнения расчетов на этапе 3 (на основе результатов этапа 2) определены дискретные величины армирования аутригерных конструкций (см. таблицу 2).

Таблица 2 – Дискретные значения армирования аутригерных конструкций

Вид модели	S_1 [см ²]	S_3 [см ²]	W_z [см ² /м]	W_y [см ² /м]
Модель вариант 1 ($K_I=1,0$)	5d28 + 5d25 = 55,33	2d18 = 5,08	2d16/150+2d12/150 = 41,86	2d16/150 = 26,80
Модель вариант 2 ($K_I=0,5$)	5d25 = 24,54	2d16 = 4,02	2d12/150 = 15,06	2d12/150 = 15,06

По результатам расчета этапа 3 определены значения смещения опоры над отказавшей колонной Δ_z во времени – Рисунок 5 (модель вариант 1 - $K_I=1,0$), (модель вариант 2 - $K_I=0,5$).

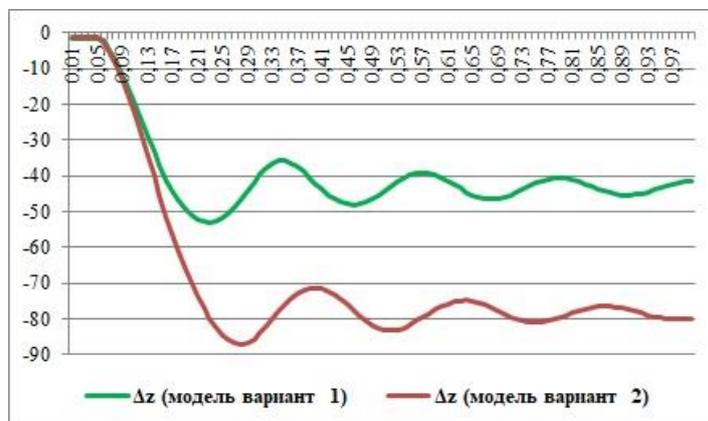


Рисунок 5 - График смещения узла над «отказавшим» элементом по нелинейного динамического анализа (этап 3) для модели вариант 1 ($K_I=1,0$) и модели вариант 2 ($K_I=0,5$)

По вертикальной оси – значения смещений (мм), по горизонтальной оси – время (сек).

По результатам расчетов на этапе 3 (на основе нелинейного динамического анализа по методике [6]) получены значения максимальных вертикальных смещений узла над «отказавшим» элементом для расчетного случая «отказа» угловой колонны. Сопоставление графиков демонстрирует существенное влияние уровня армирования аутригерной конструкции на величины вертикальных деформаций конструкций узла над «отказавшим» элементом:

- для варианта 1 ($K_1=1,0$) $\Delta_z = -53,06$ мм;

- для варианта 2 ($K_1=0,5$) $\Delta_z = -87,0$ мм

Для выполнения верификационной процедуры рассматриваются результаты по варианту 2 ($K_1=0,5$) $\Delta_z = -87,0$ мм. Эта величина вертикального смещения сравнивается с предельной величиной, которая соответствует состоянию «перед разрушением» приопорного участка перекрытия и которая рассматривается в качестве основного деформационного критерия для оценки НДС монолитных железобетонных конструкций для режима отказа вертикального несущего элемента – для расчетного случая «отказа» угловой колонны [Δ_z]=77,62 мм.

Данное значение вычислено с учетом принятых ограничений на предельную величину относительных деформаций (0,85 от предельной величины смещения, соответствующего разрушению приопорной зоны перекрытия [9]), обеспечивающих сохранность поврежденной конструкции и, следовательно, устойчивость к прогрессирующему обрушению.

Величина вертикального смещения при армировании аутригерных конструкций, полученных с использованием коэффициента редукиции $K_1=0,5$, составляет 112,1% от предельно допустимой величины вертикального смещения [Δ_z].

По результатам расчета на этапе 4 показано, что армирование аутригерных конструкций, полученное с применением коэффициента редукиции к нагрузочным эффектам ($K_1=0,5$), обеспечивают величины деформаций железобетонных несущих конструкций над «отказавшим» элементом, близкие к величинам предельно допускаемых значений (отклонение составляет +12,1%), определенных по критерию неразрушения приопорного участка монолитного железобетонного перекрытия.

Выводы

1. В качестве основного критерия для оценки НДС монолитных железобетонных конструкций для режима отказа вертикальной несущей конструкции принята величина относительной деформации, соответствующая образованию зоны «разрушения» приопорного участка перекрытия при действии поперечных сил.

2. Принятые деформационные критерии особого предельного состояния корректно отражают условия формирования допустимого объема повреждений элементов несущих железобетонных систем при прогрессирующем обрушении.

3. В рамках проведенного верификационного исследования доказана корректность и обоснованность разработанного метода расчетного анализа устойчивости монолитных железобетонных несущих систем зданий и сооружений к прогрессирующему обрушению, в основе которого лежат деформационные критерии. Полученный и обоснованный в рамках выполненного исследования коэффициент редукиции (K_1) представляет собой важнейшую деформационную характеристику особого предельного состояния монолитных железобетонных несущих систем зданий и сооружений для аварийной расчетной ситуации, связанной с отказом локального конструктивного элемента. Величина коэффициента допускаемых повреждений $K_1 = 0,50$ может быть рекомендована к применению в расчетном анализе устойчивости монолитных железобетонных несущих систем зданий и сооружений к прогрессирующему обрушению.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Газлийское землетрясение 1984 г.: анализ поведения зданий и инженерных сооружений / отв. ред. А.И. Мартемьянов, Д.А. Алексеенков, Л.Ш. Килимник. М: Наука, 1988. 118 с.
2. Андреев О.О., Ойзерман В.И. Уроки землетрясения. Общие выводы // Карпатское землетрясение 1986 г. / под ред. А.В. Друмя, Н.В. Шебалина, Н.Н. Складнева, С.С. Графова, В.И. Ойзермана. Кишинев, 1990. С. 323–325.
3. Nadim F. The Bam Earthquake of 26 December 2003 / F. Nadim, M. Moghtaderi Za-deh // Bulletin of Earthquake Engineering 2: 2004. Pp. 119–153. Kluwer Academic Publishers, Printed in the Netherlands.
4. Rahai A., Nemati S. Concrete Structures, Evaluation of Behavior and Strengthening Method, 2003. 362 p.
5. Кабанцев О.В., Митрович Б. К выбору характеристик предельных состояний монолитных железобетонных несущих систем для режима прогрессирующего обрушения // Технология текстильной промышленности. 2018. № 6 (378). С. 234–241.
6. Фиалко С.Ю. Применение метода конечных элементов к анализу прочности и несущей способности тонкостенных железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности // Издательство Ассоциации строительных вузов. Москва, 2018. 191 с.
7. Fialko S.. “Quadrilateral finite element for analysis of reinforced concrete floor slabs and foundation plates” // Applied Mechanics and Materials. 2015. 725-726. pp. 820–835.
8. Fialko S., Karpilovskiy V. “Spatial thin-walled reinforced concrete structures taking into account physical nonlinearity in SCAD software. Rod finite element”, Proceedings of 13th International Conference MODERN BUILDING MATERIALS, STRUCTURES AND TECHNIQUES. 16–17 May 2019, Vilnius, Lithuania eISSN 2029-9915. Vilnius Gediminas Technical University, eISBN 978-609-476-197-3, pp. 728 – 735.
9. Никифоровский В.Н., Шемякин. Е.И. Динамическое разрушение твердых тел. Новосибирск.: Наука, 1979. 271 с.

REFERENCES

1. Gazlijskoe zemletriasenie 1984 g.: analiz povedeniia zdaniy i inzhenernykh sooruzhenij [Gazli earthquake of 1984: analysis of the behavior of buildings and engineering structures] / отв. red. A.I. Martem'ianov, D.A. Alekseenkov, L.SH. Kilimnik. M: Nauka, 1988. 118 p.
2. Andreev O.O., Ojzerman V.I. Uroki zemletriaseniia. Obshchie vyvody [Earthquake lessons. General conclusions]. // Karpatskoe zemletriasenie 1986 g. / pod red. A.V. Drumia, N.V. Shebalina, N.N. Skladneva, S.S Grafova, V.I. Oizermana. Kishinev, 1990. pp. 323–325.
3. Nadim F. The Bam Earthquake of 26 December 2003 / F. Nadim, M. Moghtaderi Za-deh // Bulletin of Earthquake Engineering 2: 2004. Pp. 119–153. Kluwer Academic Publishers, Printed in the Netherlands.
4. Rahai A., Nemati S. Concrete Structures, Evaluation of Behavior and Strengthening Method, 2003. 362 p.
5. Kabantsev O.V., Mitrovic B. K vyboru kharakteristik predel'nykh sostoianij monolitnykh zhelezobetonnykh nesushchikh sistem dlia rezhima progressiruiushchego obrusheniia [Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse] // Tekhnologiya tekstil'noj promyshlennosti. 2018. № 6 (378). Pp. 234–241.
6. Fialko S.IU. Primenenie metoda konechnykh elementov k analizu prochnosti i nesushchej sposobnosti tonkostennykh zhelezobetonnykh konstruksij s uchetom fizicheskoy nelinejnosti [Application of the finite element method to the analysis of strength and bearing capacity of thin-walled reinforced concrete structures taking into account physical nonlinearity] // Izdatel'stvo Assotsiatsii stroitel'nykh vuzov. Moskva, 2018. 191 p.
7. Fialko S. “Quadrilateral finite element for analysis of reinforced concrete floor slabs and foundation plates” // Applied Mechanics and Materials. 2015. 725-726. pp. 820–835.
8. Fialko S., Karpilovskiy V. “Spatial thin-walled reinforced concrete structures taking into account physical nonlinearity in SCAD software. Rod finite element”, Proceedings of 13th International Conference MODERN BUILDING MATERIALS, STRUCTURES AND TECHNIQUES, 16–17 May 2019, Vilnius, Lithuania eISSN 2029-9915. Vilnius Gediminas Technical University, eISBN 978-609-476-197-3, pp. 728 – 735.
9. Nikiforovskij V.N., Shemiakin E.I. Dinamicheskoe razrushenie tverdykh tel [Dynamic destruction of solids]. Novosibirsk.: Nauka, 1979. 271 p.

Информация об авторе:

Митрович Божидар

НИУ «Московский государственный строительный университет», г. Москва, Россия,
аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций.
E-mail: bozidarm@bk.ru

Information about author:

Mitrovic Bozidar

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
post-graduate student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.
E-mail: bozidarm@bk.ru