

ВУ НГОК ТУЕН<sup>1</sup><sup>1</sup>Юго-Западный государственный университет, г. Курск, Россия

## ИССЛЕДОВАНИЕ ЖИВУЧЕСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОНСТРУКТИВНОНЕЛИНЕЙНОЙ РАМНО-СТЕРЖНЕВОЙ СИСТЕМЫ КАРКАСА МНОГОЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ В ДИНАМИЧЕСКОЙ ПОСТАНОВКЕ

**Аннотация.** В статье представлены результаты численного моделирования динамического отклика железобетонного каркаса многоэтажного здания при внезапном удалении несущих колонн с применением детальной 3D-модели в программе LS-DYNA, реализующей явный метод конечных элементов. В модели учитывается нелинейное поведение материала. Влияние скорости деформации бетона и стальной арматуры учитывается с помощью коэффициента увеличения прочности материалов, нормированного в СП 385.1325800.2018. Численные результаты проведенного исследования показали, что с помощью предложенной в работе расчетной модели, можно в каждый момент времени отслеживать напряженно-деформированное состояние несущих элементов рамно-стержневой системы каркаса многоэтажного здания, проверить критерии особого предельного состояния конструкций, а также отвечать на важный практический вопрос об устойчивости здания к прогрессирующему обрушению при заданном запроектном воздействии и как результат принимать при проектировании необходимые меры защиты.

**Ключевые слова:** численное исследование, живучесть, железобетонные конструкции, критерии предельного состояния, статико-динамическое догружение.

VU NGOC TUYEN<sup>1</sup><sup>1</sup>South-Western State University, Kursk, Russia

## STUDY OF SURVIVABILITY OF REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTIVE NONLINEAR FRAME-ROD SYSTEM OF A MULTI-STORY BUILDING FRAME IN A DYNAMIC FORMULATION

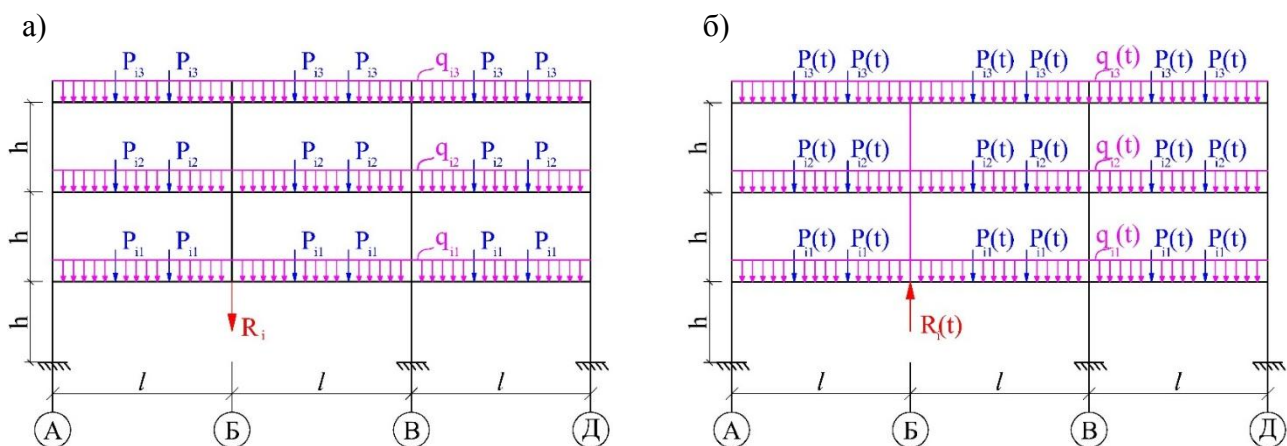
**Abstract.** The article presents the results of numerical simulation of the dynamic response of a reinforced concrete frame of a multi-story building with the sudden removal of load-bearing columns using a detailed 3D model in the LS-DYNA program, which implements the explicit finite element method. The model takes into account the nonlinear behavior of the material. The influence of the deformation rate of concrete and steel reinforcement is taken into account using the coefficient of increasing the strength of materials, normalized in SP 385.1325800.2018. The numerical results of the study showed that using the proposed calculated model, it is possible in each moment to track the stress-strain state of load-bearing elements of frame-rod system frame high-rise buildings, to check criteria special limit state designs, and to answer the important practical question of the sustainability of a building to progressive collapse under a given beyond design action and as a result take in the design of necessary protection measures.

**Keywords:** numerical study, survivability, reinforced concrete structures, limit state criteria, static-dynamic additional loading.

## Введение

Интерес к процессу, называемому «прогрессирующему разрушению» при котором небольшие, сравнительно с общим размером конструкции локальные разрушения, приводят к непропорциональному образу всего здания или его значительной части обострился после 11 сентября 2001 года, когда относительно локальные повреждения каркасов высотных зданий привели к полному разрушению двух небоскрёбов в г. Нью Йорке [1, 2]. Учитывая все увеличивающееся число новых видов воздействий техногенного, природного и другого характера и достаточно высокий риск таких запроектных воздействий на здания и сооружения в современном мире, исследования в данной области не теряют своей актуальности [3–6].

В практике проектирования, в соответствии СП 385.1325800.2018 [7], при защите здания и сооружения от прогрессирующего обрушения рекомендованы два метода расчетов: квазистатический и динамический. В практике проектирования наибольшее распространение в силу своей простоты получил расчет в квазистатической постановке [8,9]. При этом запроектные воздействия на конструкции моделируются путем приложения обратного усилия в точке над удаляемой колонной (см. рисунок 1,а), полученного из расчета так называемой первичной расчетной схемы [10,11]. Метод позволяет найти максимальные усилия в конструкции через определенный промежуток времени после удаления элемента, равного первому полупериоду колебания повреждаемой  $n-1$  раз статически неопределимость конструкции. Поскольку квазистатический расчет является достаточно понятным и традиционно более знакомым для расчетчика при проектировании здания, но такой расчет имеет одно существенное ограничение: с его помощью можно лишь с некоторым допущением указать, достигается ли предельные усилия в некоторых характерных сечениях до превращения конструкции в механизм, и тем более предсказать полный характер всего процесса прогрессирующего обрушения во времени, что может быть чрезвычайно важно для рассматриваемого класса задач. В частности, с их помощью сложно предсказать, как будут взаимодействовать отдельные элементы конструкции в процессе разрушения.



**Рисунок 1 – Расчетные схемы расчета на прогрессирующее обрушение:**  
а – при квазистатическом расчете; б – при динамическом расчете

Расчетная модель в отличие от квазистатического метода, расчет в динамической постановке позволяет анализировать путь перераспределения усилий, отклик конструкции в любой момент времени. Построение расчетной схемы рамно-стержневой конструктивной системы железобетонного каркаса здания выполнена методом декомпозиция [12, 13], с использованием двухуровневой расчетной схемы [14]. Влияние всей конструктивной системы (расчетная схема первого уровня) от внезапного удаления несущей колонны первого этажа учитывается в расчетной схеме второго уровня введением специальных упругих элементов с жесткостями  $C_{1,2}-K_3$  (рисунок 2).

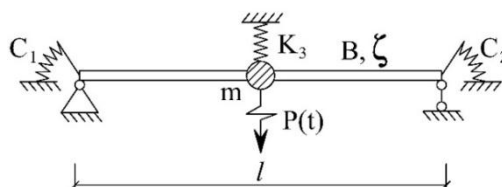


Рисунок 2 – Расчетная модель двухпролетного фрагмента расчетной схемы первого уровня для динамического расчета

Принятая модель допускает существенные упрощения: система имеет одну степень свободы, масса фрагмента сосредоточена в центре пролета. Уравнение движения для этого случая можно записывается в виде аналитической функции [12, 13].

$$u(t) = (u_{st})_0 \begin{cases} \left[ \frac{t}{t_r} - \frac{1-2\zeta^2}{t_r \omega_D} e^{-\zeta \omega_n t} \sin \omega_D t - \frac{2\zeta}{t_r \omega_n} (1 - e^{-\zeta \omega_n t} \cos \omega_D t) \right] & \text{при } 0 \leq t \leq t_r; \\ \left\{ 1 + \frac{2\zeta}{t_r \omega_n} \left[ e^{-\zeta \omega_n t} \cos \omega_D t - e^{-\zeta \omega_n (t-t_r)} \cos \omega_D (t-t_r) \right] - \frac{1-2\zeta^2}{t_r \omega_D} \left[ e^{-\zeta \omega_n t} \sin \omega_D t - e^{-\zeta \omega_n (t-t_r)} \sin \omega_D (t-t_r) \right] \right\} & \text{при } t > t_r, \end{cases} \quad (1)$$

где:  $u(t)$ ,  $(u_{st})_0 = P_0 / (m \omega_n^2)$  - соответственно динамический и статический прогиб точки приложения сосредоточенной массы;  $\omega_n = \sqrt{K/m}$ ,  $\omega_D = \omega_n \sqrt{1-\zeta^2}$  - частота собственных колебаний системы без учета и с учетом диссипации энергии;  $\zeta = c / (2m \omega_n)$  - коэффициент демпфирования.

Уравнение (1) можно представить графически в относительных координатах «перемещение-время» (рисунок 3), где  $t_r$  - время отказа колонны, зависящий от характера особого воздействия,  $t_d$  - время динамического догружения,  $T$  - собственный период колебаний конструктивной системы после удаления средней опоры.

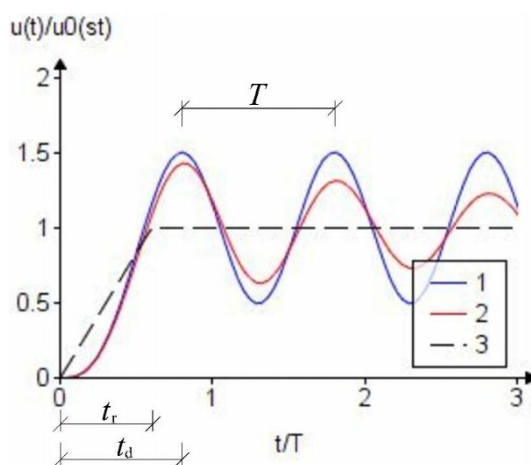


Рисунок 3 –Графики динамического отклика подконструкции:

1 – без учета диссипации энергии; 2 –с учетом диссипации энергии  $\zeta = 0,05$ ;

3 – при статическом удалении колонны

В реальных конструкциях, например, многоэтажные здания или сооружение со сложными конструктивными решениями, система имеет много степени свободы, и масса

конструктивной системы распределяется по всем пролетам. В железобетонных конструкциях присутствует все три нелинейности: конструктивная, физическая в запредельных состояниях и геометрическая нелинейность. Решение такой задачи в аналитической форме становится трудно реализуемым. Поэтому для практического расчета конструктивных систем эффективным становится комбинация приведенного аналитического решения и численного моделирования с использованием метода конечных элементов (МКЭ) [15–18]. Используется двухуровневая расчетная схема конструктивной системы: первый уровень - расчет всего каркаса здания МКЭ, второй уровень - расчет подконструкции, в данном случае двухпролетной балки аналитическим методом с использованием уравнений (1). Ниже приведены результаты численного исследования в динамической постановке непропорционального отказа трехмерного каркаса монолитного железобетонного здания, подвергнутого особому воздействию в виде внезапного удаления одной из несущих колонн первого этажа.

**Численные исследования.** Рассматривается каркас железобетонного монолитного 17-ти этажного здания (рисунок 4). Здания имеет прямоугольную форму в плане с габаритными размерами  $18,0 \times 30,0 \times 51,0$  м. Высота этажа составляет 3 м. Колонны квадратного сечения  $500 \times 500$  мм. Шаг колонн регулярный и в продольном и поперечном направлениях и равен 6 м. Перекрытия и покрытие - монолитные железобетонные ребристые плиты, опирающиеся по контуру на монолитные железобетонные ригели. Толщина плит перекрытия принята 100 мм. Сечения ригелей приняты  $250 \times 500$  мм. Конструктивные элементы перекрытия здания армированы продольной рабочей арматурой класса А500. В конструкциях принято симметричное армирование. Процент армирования ригелей и плит перекрытий составляет 0,704%, колонн - 0,672%. В запас прочности в расчетную схему не включены элементы здания, которые при нормальной эксплуатации не являются несущими (наружное стеновое ограждение, перегородки и др.). При расчете на прогрессирующее обрушение были рассмотрены два варианта вторичных расчетных схем- сценариев особого воздействия (см. рисунок 4): вариант 1 - из расчетной схемы удалена угловая колонна А1 на первом этаже; вариант 2 - из расчетной схемы удалена средняя колонна Б1 на первом этаже.

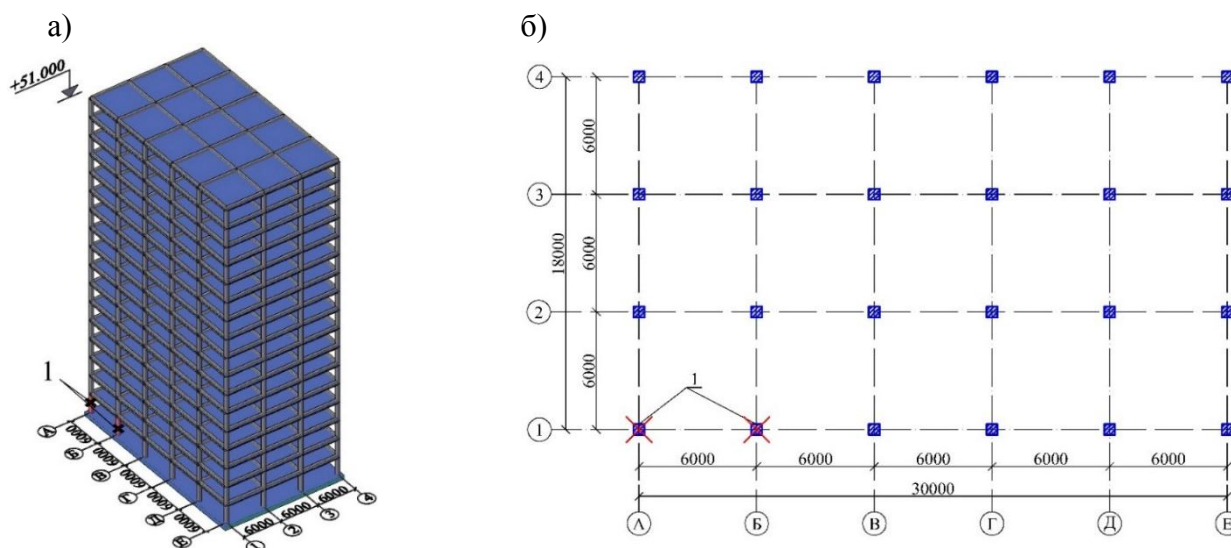


Рисунок 4 – Конструктивная схема (а) и план типового этажа (б) железобетонного каркаса здания:  
1 – удаляемые угловая и крайняя колонны

Решение задачи выполнено использованием программного комплекса LS-DYNA с явной схемой интеграции, предназначенный для моделирования процессов, имеющих значительную нелинейность и быстропротекающих во времени. Конечно-элементная модель здания разработана в препроцессоре LS-Prepost, приведена на рисунке 5, а. Железобетонные



колонны и ригели моделировались стержневыми элементами BEAM161 с формулировкой Хьюза-Лю. Плиты перекрытия смоделировали 4-узловыми элементами оболочки (SHELL163). Для решения задач динамики сооружений использован явный метод конечных элементов с возможностью построения Лагранжевой сетки. Сбор нагрузок выполнен в соответствии с СП 20.13330.2016 и требований СП 385.1325800.2018, СП 286.1325800.2016 [7, 19, 20]. При расчете на прогрессирующее обрушение приняты следующие нагрузки: постоянные нагрузки от собственного веса конструкций ( $25 \text{ Кн/м}^3$ ) и суммарная временная длительная нагрузка ( $8 \text{ Кн/м}^2$ ). При этом коэффициент надежности по нагрузке принят  $\gamma_f = 1,0$ ; коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1,0$ .

Режимы статико-динамического нагружения конструктивной системы во вторичной расчетной схеме (по терминологии СП 385.1325800.2018) в зависимости от времени представлены на рисунке 5, б. В течение  $t=0$  до  $t_1$ , постоянная и временная длительная нагрузки прикладывались и увеличивались до эксплуатационных значений, в том числе и реакция ( $R_i$ ), действовавшая в удаляемой колонне при расчете по первичной расчетной схеме. Затем конструктивная система была выдержана под этой нагрузкой времени  $t=t_2-t_1$  для стабилизации в ней напряженного состояния при приложенных нагрузках. Процесс удаления колонны моделировался внезапном уменьшении реакции  $R_i$  до нуля в течении времени  $t_r=t_3-t_2$  (где  $t_r$  время отказа колонны). Эксплуатационная нагрузка при этом поддерживалась постоянной в период времени  $t_4>t_3$ . Время отказа колонны принято менее одной десятой собственного периода колебаний конструктивной системы после удаления из неё колонны ( $t_r \leq 0,1T$ ) [12]. В рассматриваемом примере время  $t_r$  принято равным  $0,01 \text{ с}$  для обоих вариантов вторичной расчетной схемы. Численные значения  $t_1, \dots, t_4$  представлены в таблице на рисунке 5, б.

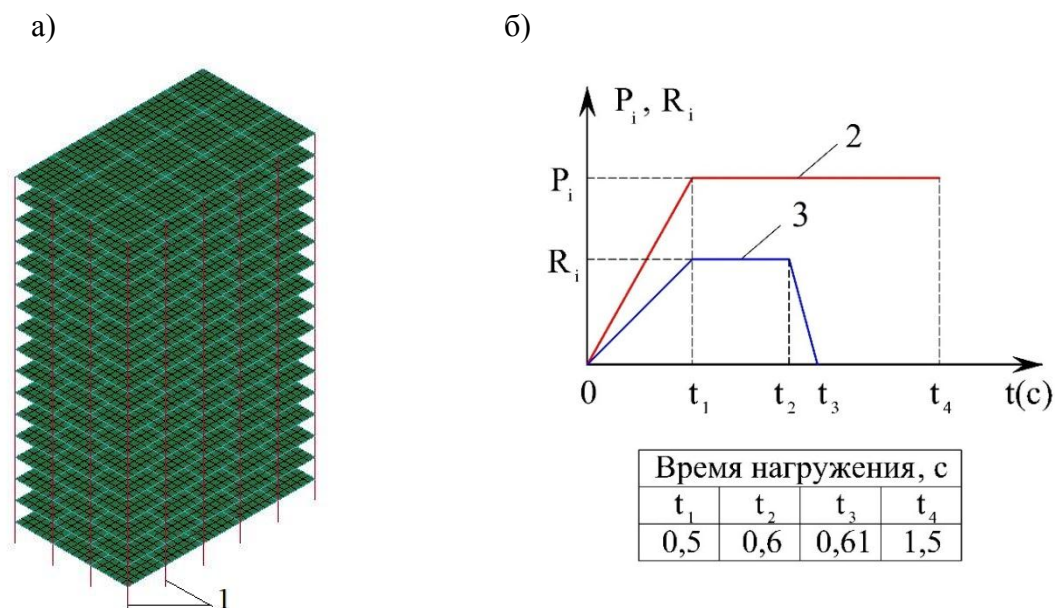


Рисунок 5 – Общий вид конечно-элементной модели (а) и параметры режима нагружения конструктивной системы (б):

1 – удаляемые колонны; 2 – режим приложения постоянной и временной нагрузок;  
3 – режим приложения реакции в удаляемой колонне

В данной работе использовалась модель материалов \*MAT\_CONCRETE\_EC2, разработанная специально для описывания поведения железобетонных конструкций с помощью балочных и оболочечных КЭ. Прочностные характеристики материалов приняты равными их нормативным значениям. При этом диаграмма деформирования бетона принималась криволинейной (рисунок 6, а) в соответствии с Европейским стандартом

проектирования бетонных конструкций [21]. Диаграмма деформирования арматурной стали принималась двухлинейной [22] (рисунок 6, б).

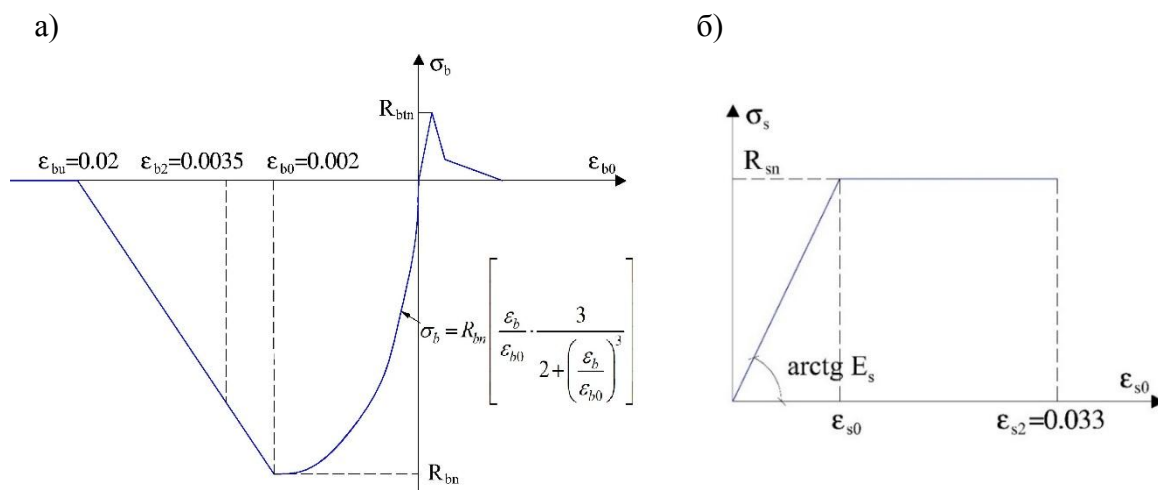


Рисунок 6 – Диаграммы состояния материалов при статическом нагружении:  
а – бетона; б – арматуры

Расчётные прочностные характеристики материалов зависят от характерного времени действия нагрузки и от скорости деформации. При более высоких скоростях деформации конструкций например, при таком аварийном воздействии как столкновение транспортных средств с колонной зданий динамическая прочность бетона и арматуры существенно возрастает [4,23]. В настоящем исследовании коэффициент увеличения динамической прочности материалов принят в соответствии с СП 385.1325800.2018 (таблица 1).

Таблица 1 - Расчетные характеристики динамической прочности бетона и арматуры

|               |                | Нормативные значения | Коэффициент увеличения прочности | Расчетные значения |
|---------------|----------------|----------------------|----------------------------------|--------------------|
| Бетон В40     | $R_{bn}$ (Мпа) | 29                   | 1,15                             | 33,35              |
|               | $R_{bt}$ (Мпа) | 2,1                  | 1,15                             | 2,415              |
|               | $E_b$ (Мпа)    | 36000                | 1,15                             | 41400              |
| Арматура А500 | $R_{sn}$ (Мпа) | 500                  | 1                                | 500                |
|               | $E_s$ (Мпа)    | 200000               | 1                                | 200000             |

Во время расчета для реализации критериев особого предельного состояния и сокращения объема вычислений использовалась карта \*MAT ADD EROSION (эрозионный метод) позволяющая устранять элементы, в которых в процессе анализа достигаются предельные деформации назначенные по СП 385.1325800.2018. Железобетонный элемент удалялся, когда в нем максимальная деформация в бетоне достигала  $\epsilon_{b2} = -0,0035$ , либо деформация растяжения в арматуры составляла  $\epsilon_{s2} = 0,033$ .

**Результаты расчета и их анализ.** На рисунке 7 представлены общие картины мозаики перемещений по первому и второму сценарию особого воздействия. Удаление колонны приводит к внезапному увеличению прогибов, достигая пикового значения примерно через  $t_d = 0,37$  сек (время динамического догружения) с момента удаления колонны. После того конструкция совершает свободные колебания с периодом  $T = 0,56$  сек.

Используя данные по прогибам для оценки динамического эффекта от рассматриваемого запроектного воздействия был вычислен коэффициент динамического догружения как отношение максимального прогиба точки конструкции при внезапном и медленном удалении колонны ( $DIF = f_{n-1}^d / f_{n-1}^{st}$ ).

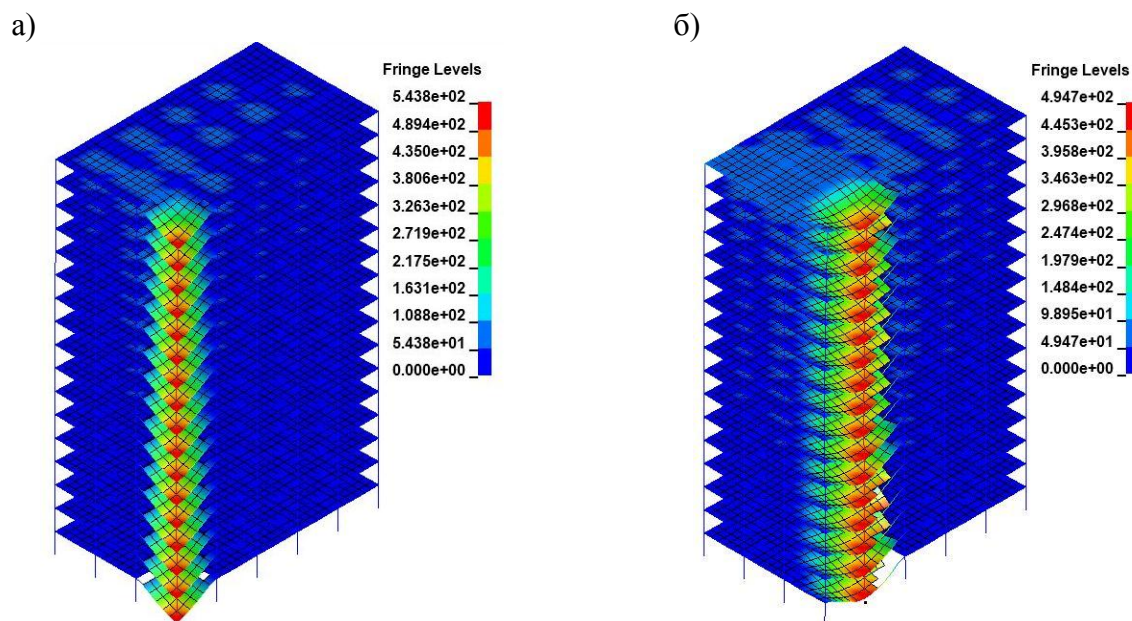


Рисунок 7 – Мозаика перемещения здания по первому (а) и второму (б) сценариям удаления колонн при  $t = 1,0899\text{с}$  (единица измерения: мм)

На рисунке 8 показано значения DIF, полученные в соответствии с первой и второй сценарию удаления колонн. Можно видеть, что значение DIF составляло 2,81 при удалении угловой колонны и больше чем в случае удаления средней колонны ( $\text{DIF}=2,42$ ). Отсюда можно делать вывод что самый наихудший сценарий удаления колонн - это удаление угловой колонны.

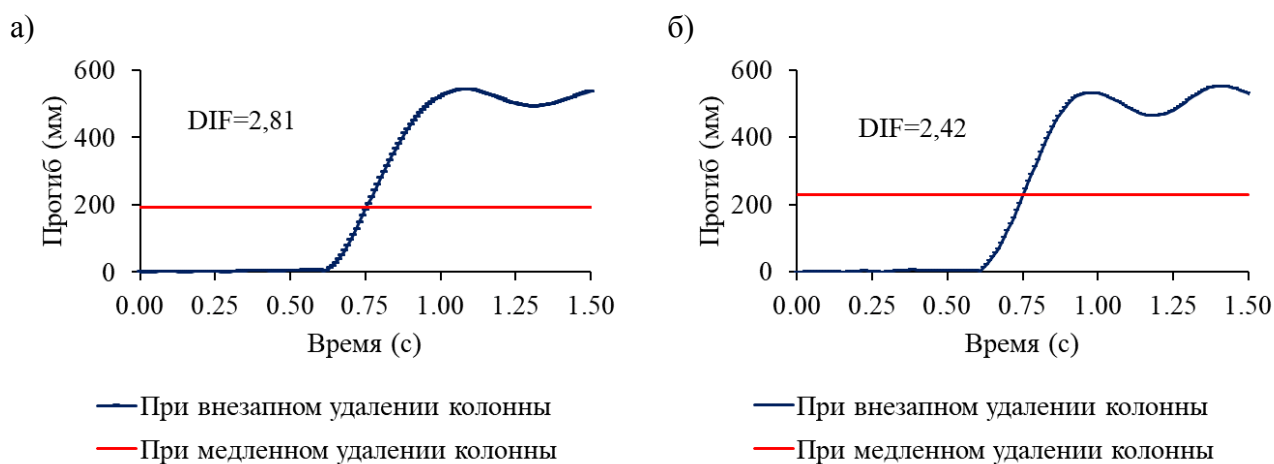
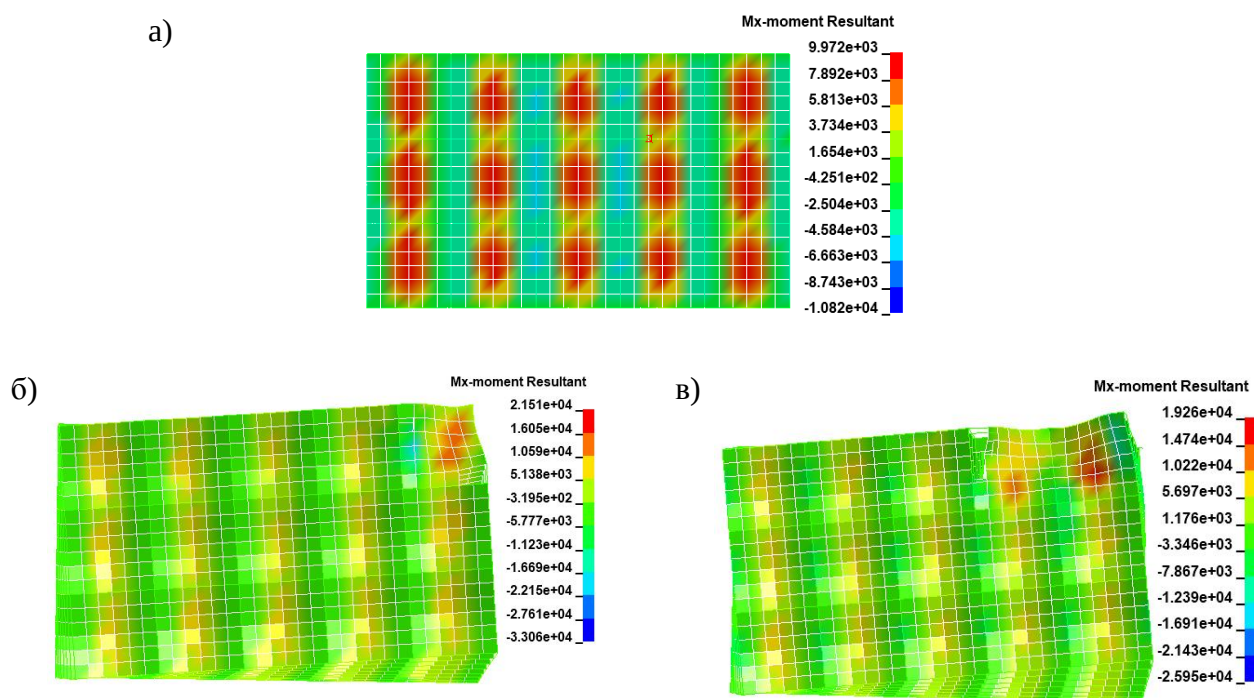


Рисунок 8 – К определению коэффициента динамического догружения рамно-стержневой конструкции при первом (а) и втором (б) сценарии удаления колонн

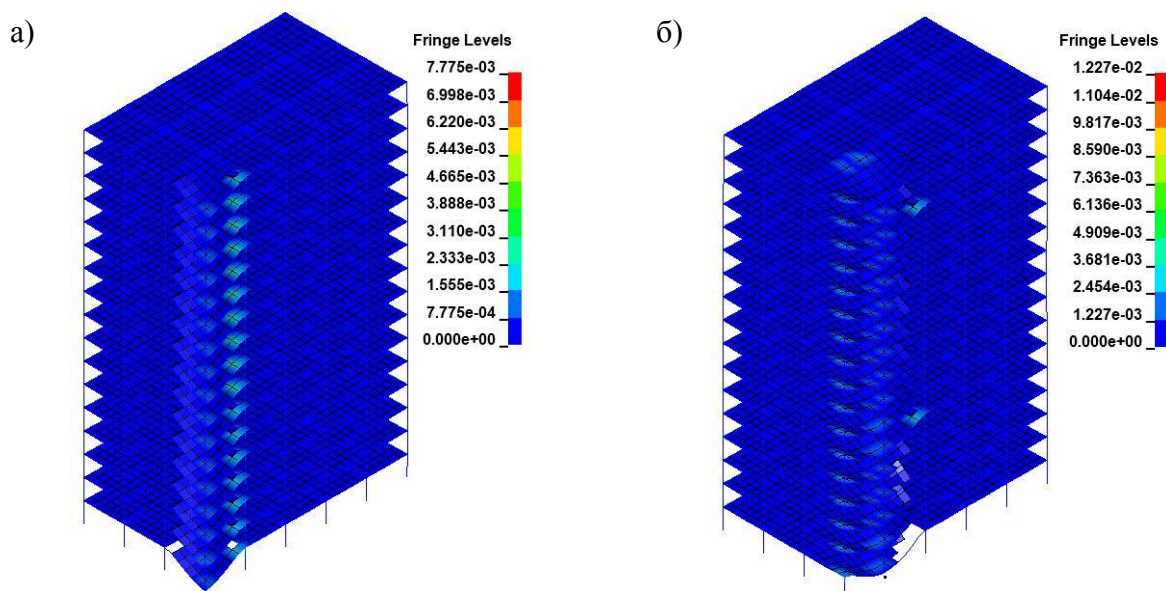
Общее представление о характере изменения силовых потоков во времени в конструкции дисков перекрытия по первому и второму сценариям удаления колонны можно получить по мозаикам изгибающих моментов в дисках перекрытий (рисунок 9). Максимальный отрицательный изгибающий момент после удаления колонны увеличивается 3,06 раза при расчете по первому сценарию - удаление угловой колонны и 2,40 при втором сценарии - удаления промежуточной колонны.





**Рисунок 9 – Мозайка изгибающих моментов в дисках перекрытий:**  
 а – до выключения колонны, б – после выключения колонны по первой сценарии,  
 в – после выключения колонны по второй сценарии при  $t = 1,0899s$

На рисунке 10 приведены схемы развития пластических деформации в конструкции по первому и второму сценарию особого воздействия. Более интенсивные развития пластических деформации наблюдаются в зоне локального разрушения.



**Рисунок 10 – Развитие пластические деформации в конструкции при первой (а) и второй (б) сценарии удаления колонн**

Картины разрушения конструкций перекрытий по первому и второму сценарию особого воздействия приведена на рисунке 11.



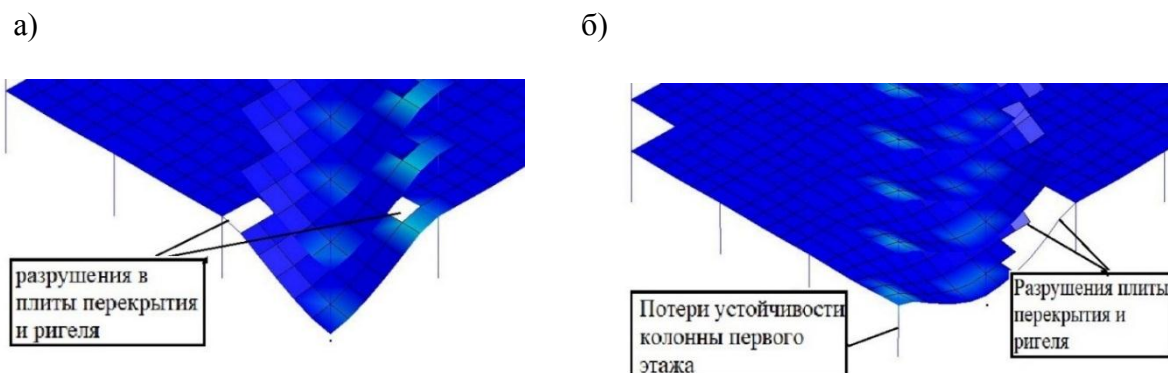


Рисунок 11 – Общий вид разрушения при первой (а) и второй (б) сценарии удаления колонн

Можно отметить следующие особенности деформирования и разрушения конструкций каркаса здания при первом сценарии удаления колонны (рисунок 7-11). После внезапного удаления колонны А1, предельные деформации бетона и арматуры в наиболее нагруженных сечениях ригелей примыкающих к удаляемой колонне (т.е. в зоне возможного локального разрушения) превышали значения установленные требованиями СП 385.1325800.2018. Первые разрушения наблюдались в перекрытии первого этажа и быстро развивались на вышележащий этаж. Максимальный прогибы в конструкции ригеля над удаляемой колонной в момент динамического догружения при расчете по сценарию 1 составил 544 мм, относительный прогиб составил  $f/l=1/22,1$ .

Особенность деформирования и разрушения конструкций при втором сценарии удаления колонны состояла в том, что после внезапного удаления колонны В1, разрушение происходило в ригелях и плитах перекрытия в зонах, примыкающих к колоннам А1 и В1 при достижения предельных деформаций в арматуре и бетоне. Первые разрушения наблюдались в перекрытии первого этажа и быстро развивались на вышележащий этаж. Максимальный прогиб точки над удаляемой колонн составлял  $f/l=553/12000=1/21,6$ , и он также превысил предельный прогиб установленный СП 385.1325800.2018.

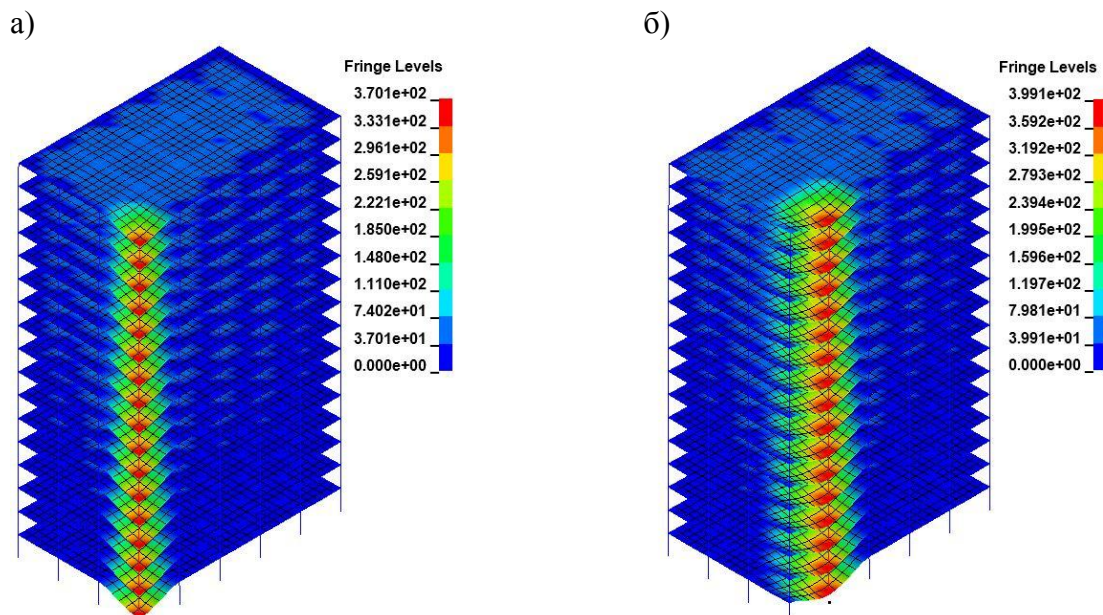


Рисунок 12 – Мозаика перемещения здания при первом (а) и втором (б) сценарии удаления колонн при  $t=0,940$ с (единица измерения: мм)

Учитывая, что при принятых первоначально процентах армирования дисков перекрытий и колонн критерии предельных состояний установленные требованиями

СП 385.1325800.2018 при рассматриваемых сценариях не выполнены для защиты от прогрессирующего обрушения, были увеличены процент армирования дисков перекрытий до 0,88%, армирование колонн до 0,84% и повторно проведен расчет каркаса здания на особые воздействия.

Сопоставляя картину перемещений на рисунках 7 и 12 можно видеть, что после увеличения процента армирования конструкций разрушения не произойдет. Деформации в элементах конструкции также не превысили нормируемые предельные значения.

На рисунке 13 представлены графики изменения прогиба перекрытия над удаленной колонной в зависимости от времени. Расчетом такие установлено, что после усиления конструкции дополнительным армированием, прогиб перекрытия над удаляемой колонной при обоих сценариях аварийной расчетной ситуации существенно снизился.

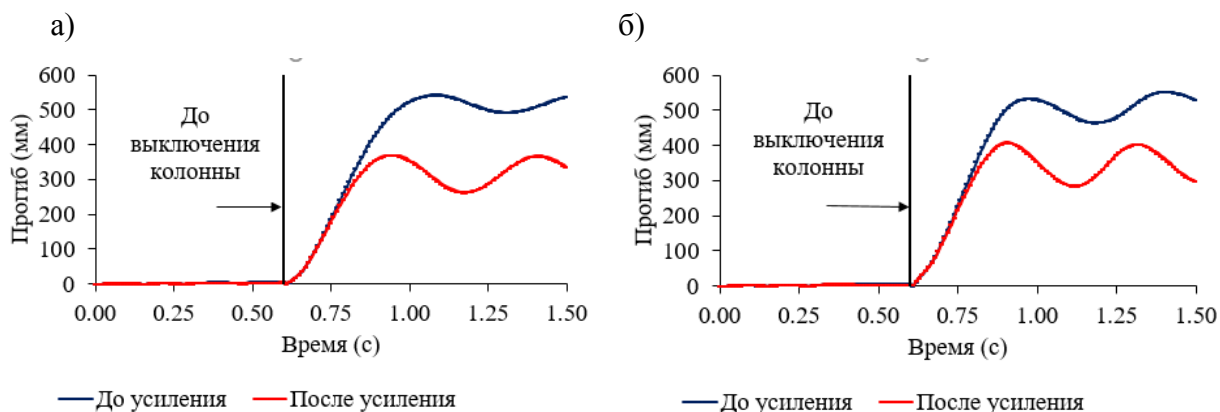


Рисунок 13 – Графики изменения прогиба точки над удаляемой колонной в зависимости от времени по первому (а) и второму (б) сценарию аварийной расчетной ситуации

Максимальный относительный прогиб ригеля над удаляемой колонной для сценария 1 составил  $f/l = 1/32,4$ , для сценария 2 -  $1/30$  пролета. Предельные значения прогибов в обоих сценариях не превысили предельно допустимые при особом предельном состоянии нормируемом СП 385.1325800.2018.

### Выводы

Численное моделирование динамического отклика железобетонного каркаса многоэтажного здания при внезапном удалении одной из колонн позволило анализировать напряженно-деформированного состояния и процесс перераспределения силовых потоков конструкции в зависимости во времени.

Исследованием выявлен ряд важных параметров динамического деформирования рассматриваемого каркаса, таких как время отказа колонны, время динамического догружения, период свободный колебания оставшейся неразрушенной конструкции. Вычислен коэффициент динамического догружения элементов конструктивной системы как отношение максимального прогиба конструкции при внезапном и медленном удалении колонны, который позволяет определить наихудший сценарии особого воздействия на каркас здания.

Результаты проведенных исследований могут быть использованы для повышения безопасности зданий и сооружений в запредельном состоянии на стадии проектирования.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // *Eng. Struct.* 2018. Vol. 173. P. 122–149.
2. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion // *Case Studies in Construction Materials*. 2019. Vol. 11.
3. Колчунов В.И., Ключева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: ACB, 2014. 208 p.
4. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Ключева Н.В., Никулин А.И., Пятикрестовский К.П. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях. М.: ACB, 2004. 216 p.
5. Alshaikh I.M.H., Bakar B.H.A., Alwesabi E.A.H., Akil H.M. Experimental investigation of the progressive collapse of reinforced concrete structures: An overview // *Structures*. 2020. Vol. 25.
6. Marchand K.A., Stevens D.J. Progressive Collapse Criteria and Design Approaches Improvement // *J. Perform. Constr. Facil. American Society of Civil Engineers (ASCE)*, 2015. Vol. 29, № 5. P. B4015004.
7. СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. М.: Минстрой России, 2018. 33 p.
8. Liu M., Pirmoz A. Energy-based pulldown analysis for assessing the progressive collapse potential of steel frame buildings // *Eng. Struct.* 2016. Vol. 123.
9. Liu M. Pulldown analysis for progressive collapse assessment // *J. Perform. Constr. Facil.* 2015. Vol. 29, № 1.
10. Колчунов В.И., Емельянов С.Г. Вопросы расчетного анализа и защиты крупнопанельных зданий от прогрессирующего обрушения // *Жилищное строительство*. 2016. № 10. P. 17–20.
11. Емельянов С.Г., Федорова Н.В., Колчунов В.И. Особенности проектирования узлов конструкций жилых и общественных зданий из панельно-рамных элементов для защиты от прогрессирующего обрушения // *Строительные материалы*. 2017. № 3. P. 23–26.
12. Fedorova N.V., Vu N.T., Iliushchenko T. Dynamic additional loading of the frame of a multi-story building after the failure of one of the structures // *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2020.
13. Fedorova N., Kolchunov V., Vu N.T., Phan D.Q., Medyankin M. The dynamic effect in a structural adjustment of reinforced concrete structural system // *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 2020. Vol. 869. P. 052078.
14. Федорова Н.В., Кореньков П.А., Туен В.Н. Методика экспериментальных исследований деформирования монолитных железобетонных каркасов зданий при аварийных воздействиях // *Строительство и реконструкция*. 2018. Vol. 4, № 78. P. 42–52.
15. Wilkes J., Krauthammer T. An energy flow approach for progressive collapse assessment // *Eng. Struct.* Elsevier Ltd, 2019. Vol. 190. P. 333–344.
16. Li J., Hao H. Numerical study of structural progressive collapse using substructure technique // *Eng. Struct.* Elsevier, 2013. Vol. 52. P. 101–113.
17. Pham A.T., Lim N.S., Tan K.H. Investigations of tensile membrane action in beam-slab systems under progressive collapse subject to different loading configurations and boundary conditions // *Eng. Struct.* Elsevier Ltd, 2017. Vol. 150. P. 520–536.
18. Pham A.T., Tan K.H., Yu J. Numerical investigations on static and dynamic responses of reinforced concrete sub-assemblages under progressive collapse // *Eng. Struct.* Elsevier Ltd, 2017. Vol. 149. P. 2–20.
19. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. М., 2011.
20. СП 286.1325800.2016. «Объекты строительные повышенной ответственности. Правила детального сейсмического районирования». М., 2016. 36 p.
21. Eurocode 1992-1-1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1 : General Rules and Rules for Buildings // *British Standards Institution*. 2011. Vol. 1, № 2004.
22. СП 63.13330-2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: ФАУ «ФЦС», 2012. 155 p.
23. Гениев Г.А. Метод определения динамических пределов прочности бетона // *Бетон и железобетон*. 1998. Vol. 1. P. 18–19.

## REFERENCES

1. Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // *Eng. Struct.* 2018. Vol. 173. P. 122–149.
2. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion // *Case Studies in Construction Materials*. 2019. Vol. 11.
3. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Androsova N.B., Bukhtiyarova A.S. Zhivuchest' zdaniy i sooruzheniy pri zaproektnykh vozdeystviyakh. M.: ASV, 2014. 208 p.

4. Geniev G.A., Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Nikulin A.I., Pyatikrestovskiy K.P. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnykh konstruksiy pri zaproektnykh vozdeystviyakh. M.: ASV, 2004. 216 p.
5. Alshaikh I.M.H., Bakar B.H.A., Alwesabi E.A.H., Akil H.M. Experimental investigation of the progressive collapse of reinforced concrete structures: An overview // Structures. 2020. Vol. 25.
6. Marchand K.A., Stevens D.J. Progressive Collapse Criteria and Design Approaches Improvement // J. Perform. Constr. Facil. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2015. Vol. 29, № 5. P. B4015004.
7. SP 385.1325800.2018. Zashchita zdaniy i sooruzheniy ot progressiruyushchego obrusheniya. Pravila proektirovaniya. Osnovnye polozheniya. M.: Minstroy Rossii, 2018. 33 p.
8. Liu M., Pirmoz A. Energy-based pulldown analysis for assessing the progressive collapse potential of steel frame buildings // Eng. Struct. 2016. Vol. 123.
9. Liu M. Pulldown analysis for progressive collapse assessment // J. Perform. Constr. Facil. 2015. Vol. 29, № 1.
10. Kolchunov V.I., Emel'yanov S.G. Voprosy raschetnogo analiza i zashchity krupnopanel'nykh zdaniy ot progressiruyushchego obrusheniya // Zhilishchnoe stroitel'stvo. 2016. № 10. P. 17–20.
11. Emel'yanov S.G., Fedorova N.V., Kolchunov V.I. Osobennosti proektirovaniya uzlov konstruksiy zhilykh i obshchestvennykh zdaniy iz panel'no-ramnykh elementov dlya zashchity ot progressiruyushchego obrusheniya // Stroitel'nye materialy. 2017. № 3. P. 23–26.
12. Fedorova N.V., Vu N.T., Iliushchenko T. Dynamic additional loading of the frame of a multi-story building after the failure of one of the structures // IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. 2020.
13. Fedorova N., Kolchunov V., Vu N.T., Phan D.Q., Medyankin M. The dynamic effect in a structural adjustment of reinforced concrete structural system // IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. 2020. Vol. 869. P. 052078.
14. Fedorova N.V., Koren'kov P.A., Tuen V.N. Metodika eksperimental'nykh issledovaniy deformirovaniya monolitnykh zhelezobetonnykh karkasov zdaniy pri avariynnykh vozdeystviyakh // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2018. Vol. 4, № 78. P. 42–52.
15. Wilkes J., Krauthammer T. An energy flow approach for progressive collapse assessment // Eng. Struct. Elsevier Ltd, 2019. Vol. 190. P. 333–344.
16. Li J., Hao H. Numerical study of structural progressive collapse
18. Pham A.T., Tan K.H., Yu J. Numerical investigations on static and dynamic responses of reinforced concrete sub-assemblages under progressive collapse // Eng. Struct. Elsevier Ltd, 2017. Vol. 149. P. 2–20.
19. SP 20.13330.2011. Nagruzki i vozdeystviya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIp 2.01.07-85\*. M., 2011.
20. SP 286.1325800.2016. «Ob'ekty stroitel'nye povyshennoy otvetstvennosti. Pravila detal'nogo seysmicheskogo rayonirovaniya». M., 2016. 36 p.
21. Eurocode 1992-1-1. Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1 : General Rules and Rules for Buildings // British Standards Institution. 2011. Vol. 1, № 2004.
22. SP 63.13330-2012. Betonnye i zhelezobetonnye konstruksii. Osnovnye polozheniya. Aktualizirovannaya redaktsiya SNIp 52-01-2003. M.: FAU«FTsS», 2012. 155 p.
23. Geniev G.A. Metod opredeleniya dinamicheskikh predelov prochnosti betona // Beton i zhelezobeton. 1998. Vol. 1. P. 18–19. using substructure technique // Eng. Struct. Elsevier, 2013. Vol. 52. P. 101–113.
17. Pham A.T., Lim N.S., Tan K.H. Investigations of tensile membrane action in beam-slab systems under progressive collapse subject to different loading configurations and boundary conditions // Eng. Struct. Elsevier Ltd, 2017. Vol. 150. P. 520–536.

**Информация об авторах:****Ву Нгок Туен**

Юго-Западный государственный университет, г. Курск, Россия,  
аспирант кафедры уникальных зданий и сооружений.

E-mail: [ngoctuyennd91@gmail.com](mailto:ngoctuyennd91@gmail.com)

**Information about authors:****Vu Ngoc Tuyen**

South-Western state university, Kursk, Russia,  
post-graduate student of the department of unique buildings and structures.

E-mail: [ngoctuyennd91@gmail.com](mailto:ngoctuyennd91@gmail.com)