



ДИНАМИКА КОНСТРУКЦИЙ И СООРУЖЕНИЙ DYNAMICS OF STRUCTURES AND BUILDINGS

DOI 10.22363/1815-5235-2022-18-4-329-340
УДК 624.012

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH ARTICLE

Сопоставление методов расчета несущей системы на внезапный отказ одного из ее элементов

С.Ю. Савин , Н.В. Федорова 

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Москва, Российская Федерация

✉ suwin@yandex.ru

История статьи

Поступила в редакцию: 14 мая 2022 г.

Доработана: 17 августа 2022 г.

Принята к публикации: 20 августа 2022 г.

Для цитирования

Савин С.Ю., Федорова Н.В. Сопоставление методов расчета несущей системы на внезапный отказ одного из ее элементов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2022. Т. 18. № 4. С. 329–340. <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-4-329-340>

Аннотация. Приведены итоги сопоставительного анализа различных подходов, расчетных моделей, методов расчетного анализа нагруженной конструктивной системы, а также полученных результатов такого расчета на внезапный отказ одного из несущих элементов. Показано, что методы расчета, рекомендованные российскими и зарубежными нормами, построены на одинаковой методологической основе, а рекомендованные варианты выбора вторичных расчетных схем в статической, квазистатической и динамической постановках имеют разную сложность, но дают достаточно близкие, приемлемые для практических расчетов результаты. Некоторые различия результатов связаны с различными подходами к учету времени перераспределения реакции удаляемого элемента, то есть, по существу, с режимом выключения из конструктивной системы удаляемого элемента. Обсуждается вопрос о критериях особого предельного состояния. Показана целесообразность включения в нормативный документ дополнительного критерия для учета возможности потери устойчивости элементов конструктивной системы при особых воздействиях и, соответственно, положений по защите конструктивных систем от исчерпания несущей способности, связанного с потерей устойчивости. В качестве такого критерия может быть принято достижение точки предельного равновесия на диаграмме «продольная сила – поперечный прогиб».

Ключевые слова: прогрессирующее обрушение, расчетная модель, динамический расчет, квазистатический расчет, динамическое догружение, физическая нелинейность, геометрическая нелинейность, устойчивость

Савин Сергей Юрьевич, кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0002-6697-3388, Scopus Author ID: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, eLIBRARY SPIN-код: 1301-4838; suwin@yandex.ru
Федорова Наталья Витальевна, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой архитектурно-строительного проектирования, директор филиала в г. Мытищи, Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, Российская Федерация, 129337, Москва, Ярославское шоссе, д. 26; ORCID: 0000-0002-5392-9150, Scopus Author ID: 57196437054, ResearcherID: O-8119-2015, eLIBRARY SPIN-код: 3365-8320; fedorovanv@mgsu.ru

© Савин С.Ю., Федорова Н.В., 2022



This work is licensed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode>

Comparison of methods for analysis of structural systems under sudden removal of a member

Sergey Yu. Savin  , Natalia V. Fedorova 

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russian Federation

 suwin@yandex.ru

Article history

Received: May 14, 2022

Revised: August 17, 2022

Accepted: August 20, 2022

For citation

Savin S.Yu., Fedorova N.V. Comparison of methods for analysis of structural systems under sudden removal of a member. *Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings*. 2022;18(4):329–340. (In Russ.) <http://doi.org/10.22363/1815-5235-2022-18-4-329-340>

Abstract. The paper provides the conclusions of a comparative analysis of various approaches, design models, methods for analysis of a loaded structural system and the results of such analysis for a sudden failure of a structural member. It shows that the analysis methods recommended by Russian and foreign standards are based on the same methodology. And the recommended options for choosing secondary design schemes in static, quasi-static and dynamic formulations have different complexity, however, give results which are close enough and acceptable for practical purposes. Some differences in the results are associated with different approaches to consider the reaction redistribution time for the removed structural member, i.e., in essence, with the mode of failure of this member. The issue of criteria for a special limiting state is also discussed. The authors present the expediency of including an additional criterion in regulatory documents that considers the second-order effects on the buckling of the structural elements under accidental impacts and, accordingly, provisions for protecting structural systems against the exhaustion of the bearing capacity due to the loss of stability. As such criterion, the achievement of the limiting equilibrium point on the diagram “axial force vs. transverse deflection” can be adopted.

Keywords: progressive collapse, design model, dynamic analysis, quasi-static analysis, dynamic loading, material nonlinearity, second-order analysis, buckling

Введение

Дискуссии по проблеме прогрессирующего обрушения на страницах российских и зарубежных научно-технических журналов вот уже на протяжении более двух десятилетий не ослабевают. Дискуссионными остаются как подходы к постановке самих задач, так и к методам их решения. Неоднозначно сегодня специалистами воспринимаются и статьи Федерального закона РФ № 384-ФЗ¹, относящиеся к этой проблеме, в особенности ст. 16, п. 6 – о необходимости расчета с исключением одной из несущих конструкций. Ст. 5, ч. 2 противоречит ст. 6, ч. 3. В связи с этим в некоторых публикациях, например в [1], а также специалистами некоторых проектных организаций и особенно инвесторами предлагается исключить из Федерального закона № 384-ФЗ, ст. 6 слова «...а также непосредственно после отказа одной из несущих конструкций». При этом даются ссылки (порой голословно) на зарубежный опыт, на возможность защиты другими способами, на значительный рост стоимости и даже на невозможность выполнить требования этой статьи закона. Как результат, в СП 385.1325800.2018², в пособии «Проектирование мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения»³, в используемых и сертифицированных сегодня программных комплексах (например, ПК ЛИРА-САПР [2], ПК SCAD Office [3]) для расчета строительных конструкций рекомендованы и рассматриваются различные способы расчета защиты зданий и сооружений

Sergey Yu. Savin, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-6697-3388, Scopus Author ID: 57052453700, ResearcherID: M-8375-2016, eLIBRARY SPIN-code: 1301-4838; suwin@yandex.ru

Natalia V. Fedorova, Doctor of Technical Sciences, Professor, Head of the Department of Architectural and Construction Design, Director of the Branch in Mytishchi, Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), 26 Yaroslavskoye Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ORCID: 0000-0002-5392-9150, Scopus Author ID: 57196437054, ResearcherID: O-8119-2015, eLIBRARY SPIN-code: 3365-8320; fedorovaNV@mgsu.ru

¹ Федеральный закон «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» № 384-ФЗ от 30.12.2009 г. (ред. от 02.07.2013). М., 2009.

² СП 385.132580.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. М.: Минстрой России, Стандартинформ, 2018.

³ Проектирование мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения: методическое пособие. М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2018. 158 с.

от прогрессирующего обрушения и по-разному учитывается динамический характер удаления одной из несущих конструкций. Например, в одних случаях предусматривается введение в расчет коэффициента динамичности [4; 5], в других предлагается прямой динамический расчет [6; 7], в третьих при удалении из конструктивной системы одной из конструкций предлагается простое изменение расчетной схемы путем уменьшения ее статической неопределенности без учета динамического воздействия от удаления конструкции [8]. Интересны в этом отношении методики проведения и результаты экспериментальных исследований живучести конструктивных систем при выключении одного из несущих элементов [9–17]. В ряде экспериментальных исследований моделировалось внезапное выключение несущего элемента конструктивной системы путем его подрыва [11] или с использованием устройств с индуцируемой геометрической изменчивостью [13–16], в других нагружение выполнялось с использованием гидравлических домкратов [9; 10; 17] и др., причем в последнем случае скорость изменения давления в гидравлическом прессе, как правило, соответствовала статическим испытаниям.

В предлагаемой статье приведены результаты сопоставительного анализа различных подходов, расчетных моделей и различных методов расчета нагруженной несущей системы на внезапный отказ одного из элементов этой системы.

Метод

Сначала рассмотрим простейшую статически неопределимую неразрезную балку из линейно упругого материала с пролетами по 6 м и постоянной по длине жесткостью EJ , нагруженную равномерно распределенной нагрузкой с интенсивностью $q = 10$ кН/м (рис. 1, а).

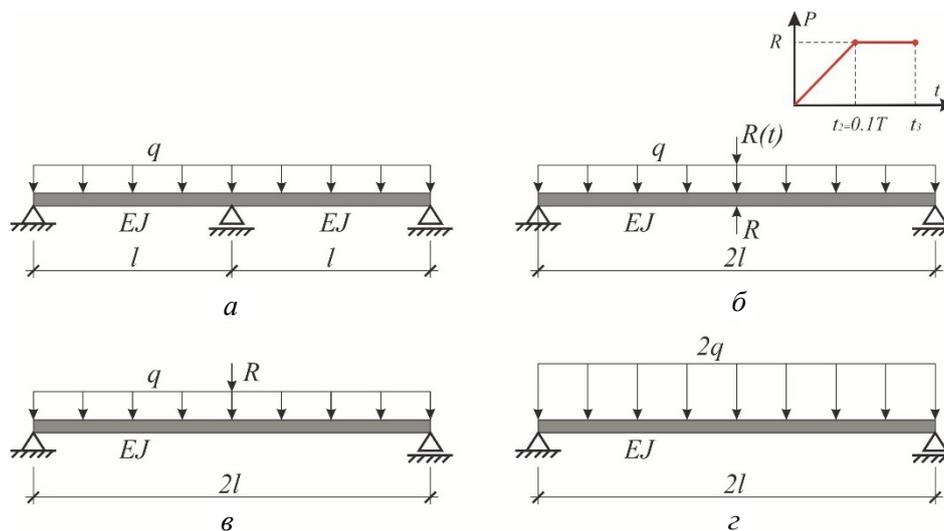


Рис. 1. Расчетные схемы и результаты расчета балки:

а – для статического расчета при нормальном режиме эксплуатации; б – для прямого динамического расчета при выключении средней опоры с перераспределением реакции за время $t_2 = 0.1T = 0.043$ с; в – для квазистатического расчета на мгновенное выключение средней опоры при моделировании динамического эффекта реакцией отброшенной связи с обратным знаком; г – для квазистатического расчета на мгновенное выключение средней опоры при моделировании динамического эффекта умножением нагрузки на коэффициент динамичности $k_d = 2$

Figure 1. Design schemes and analysis results for the beam:

а – static analysis for normal operation mode; б – linear dynamic analysis for middle support removal scenario when reaction decreases up 0 during the time $t_2 = 0.1T = 0.043$ s; в – linear quasi-static pull-down analysis for instantaneous removal of the middle support; г – linear quasi-static push-down analysis for the instantaneous removal of the middle support ($k_d = 2$)

Выполним оценку усилий в анализируемой балке на этапе нормальной эксплуатации и при внезапном выключении из работы средней опоры, рассматривая три метода моделирования такого начального локального разрушения: а) прямой динамический метод в линейной постановке без учета демпфирования (рис. 1, б) при задании времени перераспределения реакции отброшенной связи $t_2 = 0.1T$, где T – период собственных колебаний по нижней форме, соответствующей предполагаемому деформированному состоянию конструкции после начального локального разрушения⁴; б) квазистатический метод в линейной

⁴ UFC 4-023-03. Design of buildings to resist progressive collapse. 2016; GSA-2013. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance. 2013.

постановке с моделированием динамического эффекта статическим эквивалентом в виде реакции отброшенной связи, приложенной с обратным знаком (рис. 1, в), следуя подходу из методического пособия⁵, а также [18; 19]; в) квазистатический метод в линейной постановке с моделированием динамического эффекта путем умножения нагрузки на коэффициент динамичности $k_d = 2$ (рис. 1, з), следуя UFC 4-023-03⁶.

Для расчета в динамической постановке предварительно был выполнен модальный анализ однопролетной балки (без промежуточной опоры), на основании которого по первой форме колебаний назначено время перераспределения реакции выключаемой связи $t_2 = 0,1T = 0,043$ с.

Для целей сопоставления рассмотрим также расчет на прогрессирующее обрушение железобетонной рамы пятиэтажного здания (рис. 2, а). Для простоты и большей наглядности при моделировании не рассматривается пространственная работа рамы в составе каркаса.

Пролеты поперечной рамы в осях – 6 м, высота этажей – 3,3 м. Конструкции рам выполнены из бетона класса В30. Размеры поперечных сечений колонн приняты 300×300 мм (рис. 2, б), ригелей – 300×450 мм (рис. 2, в, з). В качестве продольной рабочей принята арматура А500, для хомутов – А240. Параметры армирования подобраны с учетом конструктивных требований СП 63.13330 по результатам расчета на основное сочетание нагрузок по СП 20.13330, включающее постоянные и длительные нагрузки, кратковременные нагрузки на перекрытия с нормативным значением 1,5 кН/м², снеговую нагрузку с нормативным значением 1,5 кН/м², ветровую нагрузку для ветрового района I, типа местности А.

В качестве аварийной расчетной ситуации рассматривался внезапный отказ колонны первого этажа в осях В-1 (рис. 2, а). Оценка динамических догрузений рамы выполнялась в линейной и нелинейной динамической постановке, а также в линейной и нелинейной постановке с использованием квазистатического метода в двух вариантах, изложенных выше. При этом статический эквивалент динамической нагрузки принимался с учетом диссипации энергии колебаний за счет развития пластических деформаций. В квазистатическом расчете, при котором динамический эффект моделируется приложением реакции отброшенной связи с обратным знаком, эффект диссипации энергии учитывался путем умножения реакции отбрасываемой связи на выражение $(k_d - 1)$, где k_d – коэффициент динамичности. Во втором случае на коэффициент динамичности k_d умножались нагрузки, приложенные к перекрытиям и покрытию над выключаемым элементом. При этом в обоих случаях коэффициент динамичности k_d подбирался из условия получения лучшей сходимости результатов квазистатического расчета с результатами нелинейного динамического расчета.

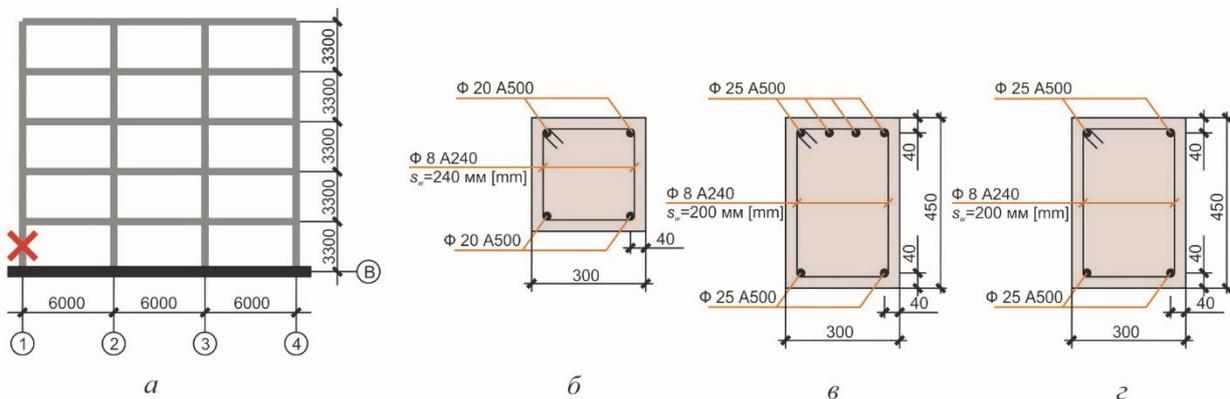


Рис. 2. Железобетонная рама 5-этажного здания:

а – первичная расчетная схема; б – поперечное сечение и схема армирования колонн;
в – то же для приопорных участков ригелей; з – то же для ригелей в середине пролета

Figure 2. Reinforced concrete 5-storey frame:

а – primary design scheme; б – column cross-section and reinforcement scheme;
в – the same for a girder end cross-section; з – the same for a girder middle cross-section

На основании предварительно выполненного модального анализа для железобетонной рамы (рис. 2, а) найден период собственных колебаний для нижней формы, наиболее похожей на предполагаемое дефор-

⁵ Проектирование мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения: методическое пособие. М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2018. 158 с.

⁶ UFC 4-023-03. Design of buildings to resist progressive collapse. 2016; GSA-2013. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance. 2013.

мированное состояние рамы после выключения крайней колонны в осях В-1 на первом этаже $T = 0,97$ с. По аналогии с расчетом конструкции балки на основании этих данных принято время перераспределения реакции выключаемого элемента $t_2 = 0,1T = 0,097$ с.

Результаты и обсуждение

По результатам расчетов получены эпюры изгибающих моментов и поперечных сил для балки на стадии нормальной эксплуатации и после внезапного выключения промежуточной опоры (рис. 3), для прямого динамического расчета они соответствуют моменту времени $t = 0,16$ с от начала запроектного воздействия.

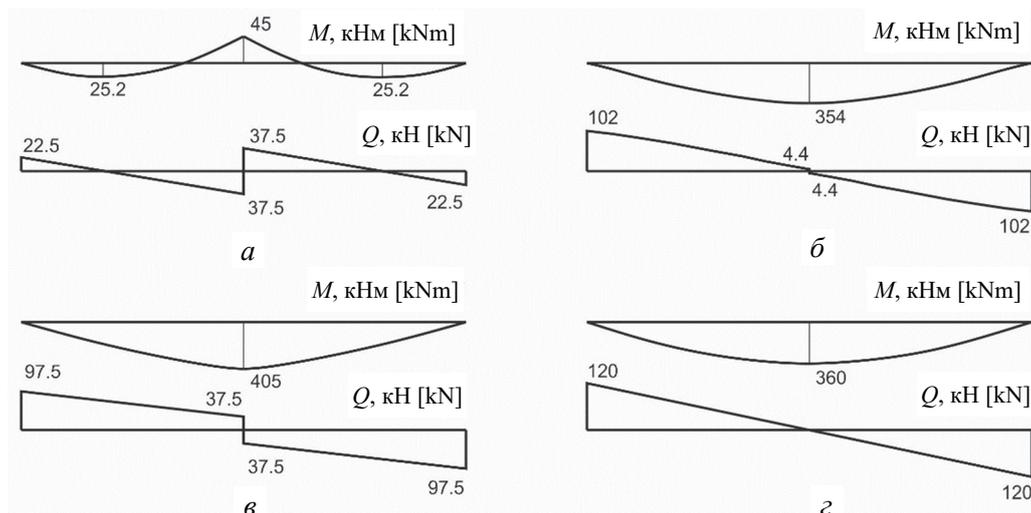


Рис. 3. Результаты расчета балки:

a – для статического расчета при нормальном режиме эксплуатации; *б* – для прямого динамического расчета при выключении средней опоры с перераспределением реакции за время $t_2 = 0,1T = 0,043$ с; *в* – для квазистатического расчета на мгновенное выключение средней опоры при моделировании динамического эффекта реакцией отброшенной связи с обратным знаком, *з* – для квазистатического расчета на мгновенное выключение средней опоры при моделировании динамического эффекта умножением нагрузки на коэффициент динамичности $k_d = 2$

Figure 3. Analysis results for the beam:

a – static analysis of statically loaded beam under normal operation; *б* – linear time-history dynamic analysis of the beam under middle support removal scenario for reaction redistribution time $t_2 = 0.1T = 0.043$ s; *в* – linear quasi-static pull-down analysis of the beam under middle support instantaneous removal scenario at dynamic amplification factor $k_d = 2$; *з* – linear quasi-static push-down analysis of the beam under middle support instantaneous removal scenario at dynamic amplification factor $k_d = 2$

Анализ полученных результатов показывает, что метод квазистатического расчета, при котором динамический эффект моделируется приложением реакции отброшенной связи с обратным знаком, для рассмотренной выше балочной конструкции (рис. 3, *в*) дает значение максимального изгибающего момента в пролете на 14,4 % больше (в запас прочности), чем по результатам динамического расчета (рис. 3, *б*). Поперечные силы в пролете (в сечении с приложенной реакцией отброшенной связи с обратным знаком) оказались в 8 раз больше, чем по результатам динамического расчета, однако при этом они соответствуют значениям поперечных сил по первичной расчетной схеме. Таким образом, отмеченное превышение по поперечной силе в сечениях над выключаемой связью (элементом) не приводит к необходимости дополнительных конструктивных мероприятий по усилению данного сечения, поскольку такие усилия должны быть учтены при проектировании на основные сочетания нагрузок. Для крайних опор значения поперечных сил по рассматриваемому квазистатическому подходу оказались на 4,4 % меньше, чем по динамическому расчету, что оценивается не в запас прочности.

Квазистатический расчет, при котором динамический эффект моделируется путем умножения нагрузки на коэффициент динамичности, равный 2 (рис. 3, *з*), дает максимальный изгибающий момент в пролете балки на 1,7 % больше по сравнению с прямым динамическим расчетом с конечным временем перераспределения реакции отброшенной связи. При этом для поперечных сил наблюдается превышение на 17,6 % в крайних опорах. В середине пролета по квазистатическому методу в рамках данного подхода ожидаемо поперечная сила равна нулю.

Сопоставление результатов решения динамической задачи во временной области при задании конечного времени перераспределения реакции в удаляемой связи (конструкции) $t_2 = 0,1T$ с результатами квазистатического расчета на мгновенное выключение связи показало, что усилия в элементах конструктивной системы меняются незначительно при времени удаления элемента от 0 до $0,1T$. Следовательно, значение времени удаления элемента, равное $0,1T$, может рассматриваться в качестве граничного значения для случаев практически «мгновенного» выключения элементов.

По результатам расчетов железобетонной рамы определены усилия во вторичной расчетной схеме с учетом динамических догрузок вследствие внезапного выключения крайней колонны первого этажа в осях В-1. Результаты расчетов, выполненных в линейной постановке для динамического и квазистатических методов, приведены в виде эпюр M , Q , N на рис. 4. Для расчетов в нелинейной постановке результаты представлены на рис. 5.

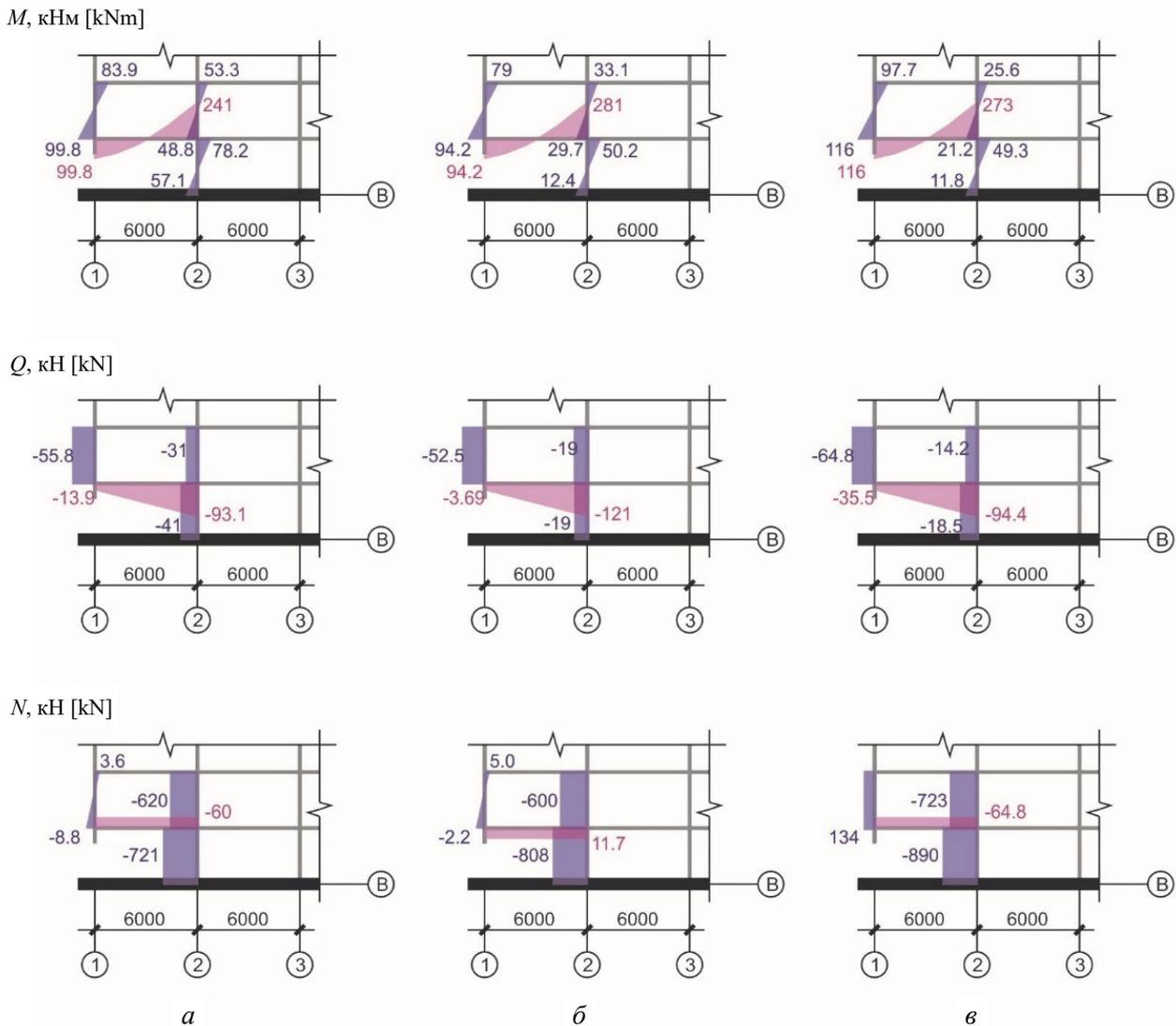


Рис. 4. Результаты расчета железобетонной рамы на прогрессирующее обрушение в линейной постановке:

a – динамический расчет; *б* – квазистатический расчет при моделировании динамического воздействия умножением нагрузки на перекрытия и покрытие над выключаемым элементом на коэффициент динамичности $k_d = 2$;

в – квазистатический расчет при моделировании динамического воздействия реакцией отброшенной связи, приложенной с обратным знаком

Figure 4. Numerical results for progressive collapse behavior of reinforced concrete frame under outer column removal:

a – linear time-history dynamic analysis; *б* – linear quasi-static push-down analysis at dynamic amplification factor $k_d = 2$;

в – linear quasi-static pull-down analysis (removed support reaction multiplied by 1)

Из анализа эпюр усилий, представленных на рис. 4 и 5, видно, что учет физической нелинейности ожидаемо приводит к снижению динамических догрузок на элементы рассматриваемой рамы. Количе-

ственное сближение результатов нелинейных квазистатических расчетов с данными нелинейного динамического расчета достигается при коэффициенте динамичности $k_d = 1,25$, что совпадает с экспериментальными данными для двухэтажной полномасштабной модели железобетонного каркаса с плоскими перекрытиями, подверженного особому воздействию в виде внезапного выключения угловой колонны [12].

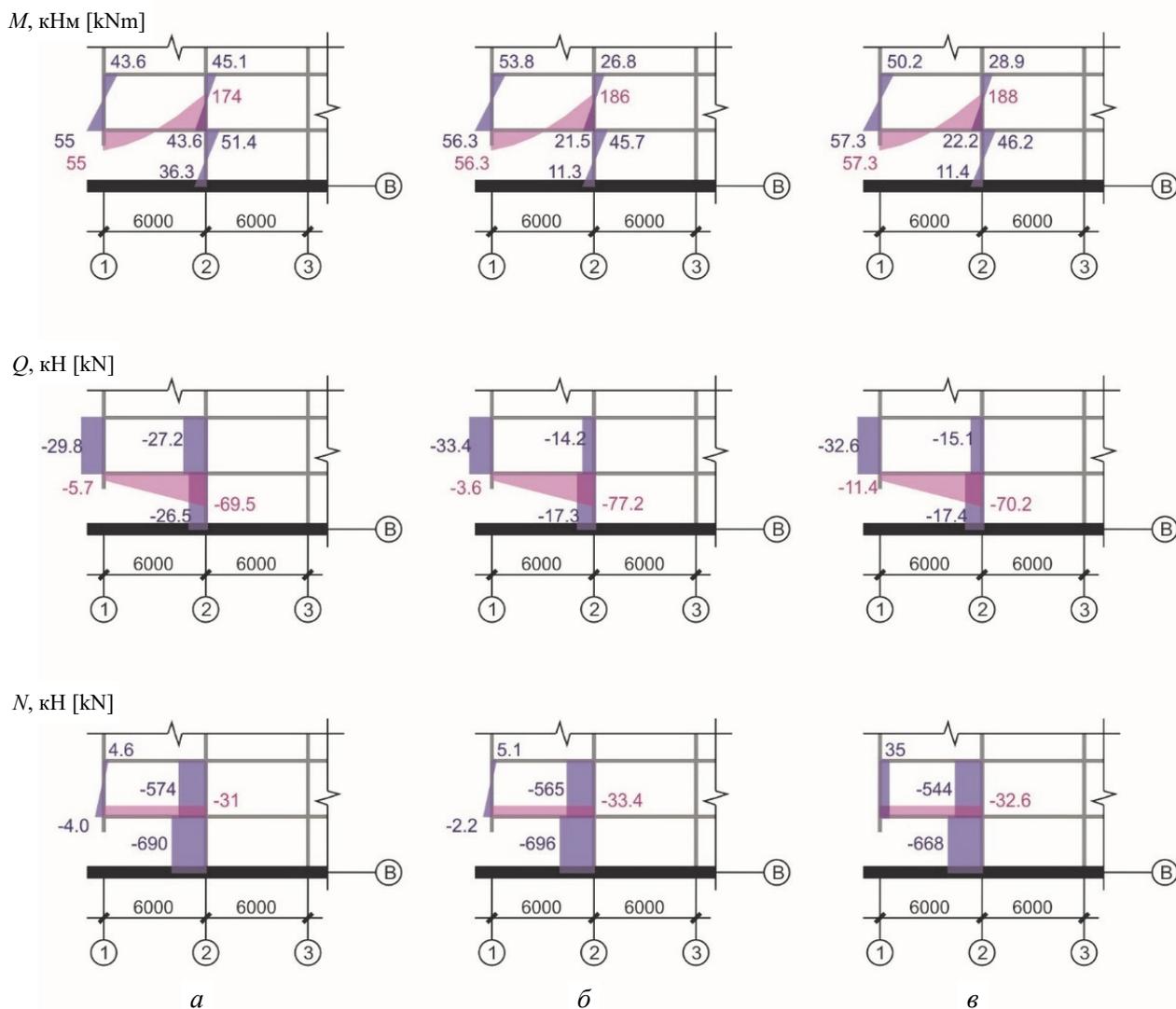


Рис. 5. Результаты расчета железобетонной рамы на прогрессирующее обрушение в нелинейной постановке:

а – динамический расчет; *б* – квазистатический расчет при моделировании динамического воздействия умножением нагрузки на перекрытия и покрытие над выключаемым элементом на коэффициент динамичности $k_d = 1,25$;

в – квазистатический расчет при моделировании динамического воздействия приложением 0,25 реакции отброшенной связи с обратным знаком

Figure 5. Numerical results for progressive collapse behavior of reinforced concrete frame under outer column removal:

a – nonlinear time-history dynamic analysis; *б* – nonlinear quasi-static push-down analysis at dynamic amplification factor $k_d = 1.25$;

в – nonlinear quasi-static pull-down analysis (removed support reaction multiplied by 0.25)

Так же как и для конструкции балки, время приложения воздействия за $t_2 = 0,1T$ при выполнении динамического расчета в линейной постановке дает качественно и количественно близкие результаты с результатами квазистатических расчетов по двум рассмотренным подходам на мгновенный сценарий выключения несущего элемента. При этом наблюдается превышение значений усилий практически для всех элементов рамы для результатов квазистатических расчетов по сравнению с динамическим. Особенности квазистатических подходов, выявленные при расчетном анализе балочной конструкции, наблюдаются и для рамы: приложение реакции отброшенной связи дает наибольшее превышение непосредственно над удаленным из конструктивной системы элементом, а умножение нагрузки на коэффициент динамичности – в опорных сечениях вторичной расчетной схемы. Однако для колонны второго этажа в осях В-2 наблюдается иная картина. Для нее значения M , Q , N , полученные динамическим расчетом,

оказались в 1,5–2 раза больше, чем по данным квазистатических расчетов. Аналогичная картина наблюдается и при сравнении результатов расчетов в физически нелинейной постановке. Такое расхождение может быть обусловлено неучетом перераспределения поперечной силы и изгибающего момента в квазистатическом расчете, в то время как при выполнении динамических расчетов в линейной и нелинейной постановках это явление учитывалось. В связи с этим дополнительно рассмотрим особенности сопротивления внецентренно сжатым железобетонным элементам при их догрузении вследствие перераспределения силовых потоков после возникновения в конструктивной системе начального локального разрушения.

Рассмотрим три Г-образные железобетонные рамы с коротким ригелем (рис. 6) и стойками разной длины: 4, 8 и 10 м. Такая конструкция рамы, с одной стороны, была выбрана для простоты анализа результатов, с другой – для возможности учета эффекта разгрузки стоек при их деформировании. Коэффициенты расчетных длин стоек вычислены для первых форм потери устойчивости, полученных путем решения задачи устойчивости в постановке Эйлера в ПК ЛИРА-САПР. Гибкость стоек вычислялась на основе принятых значений расчетных длин и составила: 10,4; 20,5; 25,5 соответственно. По концевым сечениям стоек и ригелей приняты следующие граничные условия: нижний конец стойки жестко защемлен; верхний конец стойки образует рамный узел с ригелем (податливая заделка); правый конец ригеля закреплен от вертикального смещения и поворота, при этом допускает горизонтальное смещение.

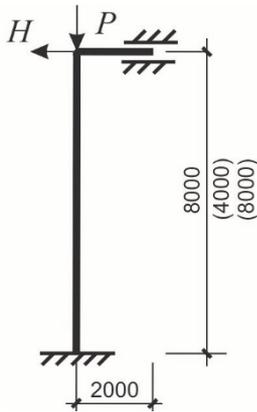


Рис. 6. Расчетная схема стоек Г-образных рам
Figure 6. Design scheme of G-frames

Материалы стойки: бетон класса В30, арматура – 4Ф16 А500, установленная в углах сечения на расстоянии 30 мм от граней сечения. Для расчета приняты нормативные значения параметров прочности и деформативности. Размер поперечного сечения стойки 400×400 мм, ригеля – 400×600 мм (ширина × высота). Для бетона принята экспоненциальная аппроксимация двухлинейных диаграмм, для стали – двухлинейная диаграмма деформирования. При расчете учитывалась физическая и геометрическая нелинейность.

Из результатов расчета рамы со стойками различной гибкости на однократное нагружение (рис. 7) следует, что потеря устойчивости стойки рамы, при определенной ее гибкости, может наступить раньше исчерпания прочности ее сечений. Можно также видеть (рис. 8) картину интенсивного роста прогиба стойки с гибкостью $\lambda_h = 25,5$ после достижения точки предельного равновесия и снижение продольных усилий при нарастающих прогибах.

В связи с этим при расчете живучести конструктивных систем с внецентренно сжатыми железобетонными элементами с гибкостью $\lambda_h > 20$ следует учитывать эффекты, вызванные геометрической нелинейностью их деформирования. При этом в качестве критерия исчерпания несущей способности можно принимать достижение точки предельного равновесия на диаграмме «продольная сила – поперечный прогиб».

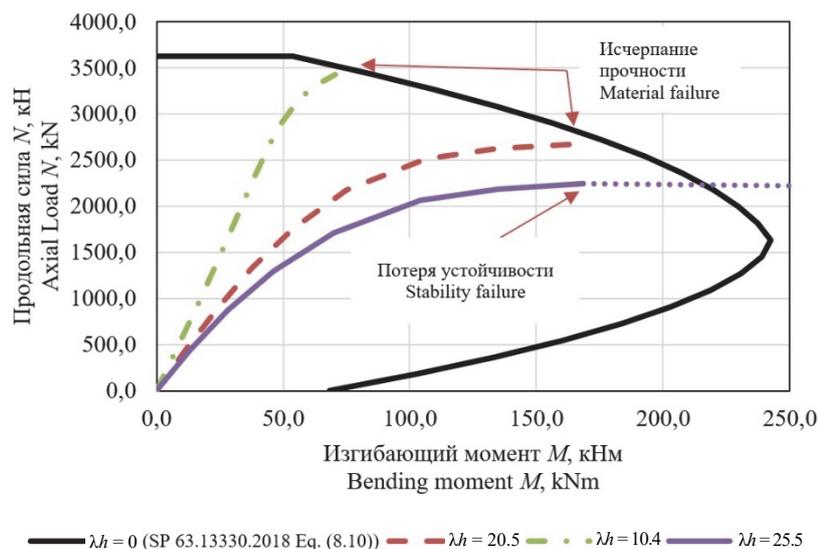


Рис. 7. Результаты расчета Г-образной рамы со стойками различной гибкости на статическое однократное нагружение
Figure 7. Results of inelastic second-order analysis of G-frames under single static loading

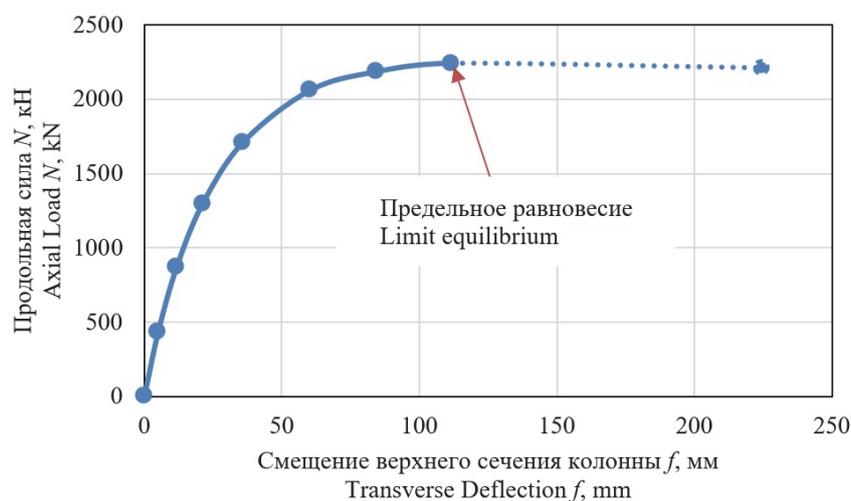


Рис. 8. Диаграмма «продольная сила – характерный прогиб» для стойки гибкостью $\lambda_h = 25,5$
Figure 8. Diagram of “axial load vs. transverse deflection” for the column of slenderness ratio $\lambda_h = 25.5$

Выполненный расчетный анализ конструктивных систем и их элементов при особом воздействии в виде внезапного отказа одного из элементов системы, проведенный по рекомендованным нормативным документом СП 385.132580 расчетным схемам, в статической, квазистатической и динамической постановках с учетом и без учета физической и геометрической нелинейности, показал корректность и приемлемость использования этих методов для практических расчетов для защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения.

Следует заметить, что в некоторых замечаниях, поступивших от научных и проектных организаций на СП 385.132580, и в отдельных публикациях, например в [1], высказаны опасения о том, что при буквальном соблюдении требования федерального закона № 384-ФЗ и СП 385.132580 о рассмотрении при расчете отказа одной из несущих конструкций реальное проектирование некоторых объектов становится невозможным и не позволяет проектировщикам предлагать современные, надежные, в том числе уникальные технические решения. С этим утверждением сложно согласиться, так как для вновь проектируемых конструкций выполнение этого требования определяется принятием соответствующей именно новой, более прогрессивной и наиболее безопасной топологии конструктивных систем, чем, собственно, и определяется уникальность сооружения. Сложнее обстоит дело с выполнением этих требований при реконструкции уже эксплуатируемых объектов. Однако и здесь, как было показано в [20] на примере реконструкции складчатого большепролетного покрытия ангара в аэропорту «Жуляны» г. Киева, решение может быть найдено.

Еще один важный вопрос, касающийся анализа положений российских⁷ и зарубежных норм⁸ по защите от прогрессирующего обрушения, – вопрос о критериях особого предельного состояния. В нормативных документах четко прописаны критерии, обусловленные исчерпанием прочности сечений или ограничения предельной деформативности элементов конструктивной системы и связанной с этим ее геометрической изменчивости. В то же время в ряде случаев, в особенности при расчете реконструируемых объектов, может возникнуть ситуация «запуска» процесса геометрической изменчивости и, соответственно, прогрессирующего обрушения конструктивной системы вследствие потери устойчивости отдельных ее элементов. Это может случиться по разным причинам: износ и повреждение сжатых и внецентренно сжатых элементов конструктивной системы, увеличение эксцентриситетов приложения усилий в этих элементах от ползучести или вследствие их коррозии при нелинейном длительном деформировании и др. В связи с этим, по-видимому, в СП 385.132580 целесообразно было бы включить критерии для учета возможности потери устойчивости. В качестве таких критериев, например для железобетонных элементов, может быть принята предельная гибкость или достижение точки предельного равно-

⁷ Проектирование мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения: методическое пособие. М.: Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, 2018. 158 с.

⁸ UFC 4-023-03. Design of buildings to resist progressive collapse. 2016; GSA-2013. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance. 2013.

весия на диаграмме «продольная сила – поперечный прогиб». Тем более что в п. 5.6 СП 385.1325800 указывается, что «...проверку несущей способности по прочности и устойчивости элементов конструктивной системы по вторичной расчетной схеме следует проводить по методикам соответствующих сводов правил на проектирование с учетом характеристик материалов и критериев особого предельного состояния». В зарубежных нормах⁹ отмечается необходимость учета возможности потери устойчивости при продольном изгибе. При этом применительно к железобетонным несущим элементам в ACI 318-19¹⁰ указывает на гибкость $\lambda = 22$ ($\lambda_h = 6,3$) в качестве минимального значения, при котором требуется учет эффектов, вызванных геометрической нелинейностью деформирования, для внецентренно сжатых элементов, допускающих горизонтальное смещение концевых сечений относительно друг друга. В ACI 318-19 вводится ограничение на проектирование внецентренно сжатых элементов, для которых отношение изгибающего момента от поперечного изгиба к моменту, вызванному продольным изгибом, превышает 1,4. По аналогии с СП 63.13330.2018 нормы ACI 318-19 допускают замену расчета в геометрически нелинейной постановке увеличением расчетных изгибающих моментов, однако применительно к такому случаю отсутствуют указания по учету снижения предельной нагрузки на элемент, выявленной, например, в [21].

Заключение

Расчетный анализ конструктивных статически неопределимых систем на особое воздействие – внезапный отказ одного из элементов системы – проведенный по рекомендованным нормативным документам СП 385.132580 расчетным схемам в статической, квазистатической и динамической постановках показал корректность и приемлемость использования этих методов для практических расчетов по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения.

Для повышения защиты зданий и сооружений от особых воздействий в алгоритм расчетного анализа, наряду с принятыми в российских и зарубежных нормативных документах критериями исчерпания прочности сечений или ограничения предельной деформативности элементов в запредельных состояниях, целесообразно включить дополнительные критерии, определяющие возможность потери устойчивости элементов конструктивной системы.

Список литературы

1. Еремеев П.Г. Методы проектирования на прогрессирующее обрушение: гармонизация российских и международных нормативных документов // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 4. С. 23–28. <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2022.04.23-28>
2. Барабаи М.С. Моделирование жизненного цикла конструкций высотных зданий с учетом сопротивляемости прогрессирующему разрушению // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2013. Т. 9. № 4. С. 101–106.
3. Перельмутер А.В., Криксунов Э.З., Мосина Н.В. Реализация расчета монолитных жилых зданий на прогрессирующее (лавинообразное) обрушение в среде вычислительного комплекса “SCAD Office” // Инженерно-строительный журнал. 2009. Т. 4. № 2. С. 13–18.
4. Алмазов В.О., Као З.К. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов. М.: Изд-во АСВ, 2014. 128 с.
5. Алмазов В.О., Плотников А.И., Расторгуев Б.С. Проблемы сопротивления зданий прогрессирующему разрушению // Вестник МГСУ. 2011. № 2–1. С. 16–20.
6. Belostotsky A.M., Karpenko N.I., Akimov P.I., Sidorov V.N., Karpenko S.N., Petrov A.N., Kayukov T.B., Kharitonov V.A. About development of methods of analysis and assessment of vulnerability of spatial plate-shell reinforced concrete structures with allowance for physical non-linearities, crack formation and induced anisotropy // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2018. Vol. 14. No. 2. Pp. 30–47. <https://doi.org/10.22337/2587-9618-2018-14-2-30-47>
7. Travush V.I., Gordon V.A., Kolchunov V.I., Leontiev Y.V. Dynamic effects in the beam on an elastic foundation caused by the sudden transformation of supporting conditions // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2018. Vol. 14. No. 4. Pp. 27–47. <https://doi.org/10.22337/2587-9618-2018-14-4-27-47>
8. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Чесноков Д.А. Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 6. С. 8–13.

⁹ UFC 4-023-03. Design of buildings to resist progressive collapse. 2016; GSA-2013. Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance. 2013.

¹⁰ ACI 318-19. Building code requirements for structural concrete and commentary. 2019.

9. Li S., Shan S., Zhai C., Xie L. Experimental and numerical study on progressive collapse process of RC frames with full-height infill walls // *Engineering Failure Analysis*. 2016. Vol. 59. Pp. 57–68. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2015.11.020>
10. Yu J., Tan K.-H. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages // *Engineering Structures*. 2013. Vol. 55. Pp. 90–106. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.08.040>
11. Sasani M., Sagioglu S. Progressive collapse resistance of Hotel San Diego // *Journal of Structural Engineering*. 2008. Vol. 134. No. 3. Pp. 478–488. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:3\(478\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:3(478))
12. Adam J.M., Buitrago M., Bertolesi E., Sagaseta J., Moragues J.J. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario // *Engineering Structures*. 2020. Vol. 210. Article 110414. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110414>
13. Федорова Н.В., Кореньков П.А. Статико-динамическое деформирование монолитных железобетонных каркасов зданий в предельных и запредельных состояниях // *Строительство и реконструкция*. 2016. Т. 68. № 6. С. 90–100.
14. Fedorova N.V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions // *Journal of Physics: Conference Series*. 2019. Vol. 1425. No. 1. Article 012033. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1425/1/012033>
15. Ильющенко Т.А., Колчунов В.И., Федоров С.С. Трещиностойкость преднапряженных железобетонных рамно-стержневых конструкций при особых воздействиях // *Строительство и реконструкция*. 2021. Т. 93. № 1. С. 74–84. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-93-1-74-84>
16. Гениев Г.А., Клюева Н.В. Экспериментально-теоретические исследования неразрезных балок при аварийном выключении из работы отдельных элементов // *Известия высших учебных заведений. Строительство*. 2000. Т. 502. № 10. С. 21–26.
17. Wang T., Chen Q., Zhao H., Zhang L. Experimental study on progressive collapse performance of frame with specially shaped columns subjected to middle column removal // *Shock and Vibration*. 2016. Vol. 2016. Pp. 1–13. <https://doi.org/10.1155/2016/7956189>
18. Гениев Г.А., Колчунов В.И., Клюева Н.В., Никулин А.И., Пятикрестовский К.П. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях. М.: Изд-во АСВ, 2004. 216 с.
19. Колчунов В.И., Клюева Н.В., Андросова Н.Б., Бухтиярова А.С. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях. М.: Изд-во АСВ, 2014. 208 р.
20. Колчунов В.И., Скорук Л.Н. Техническое решение по реконструкции складчатого покрытия ангара аэропорта «Жуляны» в Киеве // *Промышленное и гражданское строительство*. 2013. № 5. С. 22–25.
21. Abdelazim W., Mohamed H.M., Benmokrane B. Inelastic second-order analysis for slender GFRP-reinforced concrete columns: experimental investigations and theoretical study // *Journal of Composites for Construction*. 2020. Vol. 24. No. 3. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0001019](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0001019)

References

1. Eremeev P.G. Design methods for progressive collapse: harmonization of Russian and international regulatory documents. *Industrial and Civil Engineering*. 2022;(4):23–28. (In Russ.) <https://doi.org/10.33622/0869-7019.2022.04.23-28>
2. Barabash M.S. Modeling the life cycle high-rise buildings structures in view resistance progressive destruction. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2013;9(4):101–106. (In Russ.)
3. Perelmuter A.V., Kriksunov E.Z., Mosina N.V. Implementation of the calculation of monolithic residential buildings for progressive (avalanche) collapse in the environment of the computer complex “SCAD Office”. *Magazine of Civil Engineering*. 2009;4(2):13–18. (In Russ.)
4. Almazov V.O., Kao Z.K. Dynamics of progressive destruction of monolithic multi-storey frames. Moscow: ASV Publ.; 2014. (In Russ.)
5. Almazov V.O., Plotnikov A.I., Rastorguev B.S. Problems of buildings resistance to progressive collapse. *Vestnik MGSU*. 2011;(2–1):16–20. (In Russ.)
6. Belostotsky A.M., Karpenko N.I., Akimov P.I., Sidorov V.N., Karpenko S.N., Petrov A.N., Kaytukov T.B., Kharitonov V.A. About development of methods of analysis and assessment of vulnerability of spatial plate-shell reinforced concrete structures with allowance for physical non-linearities, crack formation and induced anisotropy. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2018;14(2):30–47. <https://doi.org/10.22337/2587-9618-2018-14-2-30-47>
7. Travush V.I., Gordon V.A., Kolchunov V.I., Leontiev Y.V. Dynamic effects in the beam on an elastic foundation caused by the sudden transformation of supporting conditions. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2018;14(4):27–47. <https://doi.org/10.22337/2587-9618-2018-14-4-27-47>
8. Kodysh E.N., Trekin N.N., Chesnokov D.A. Protection of multistory buildings from progressing collapse. *Industrial and Civil Engineering*. 2016;(6):8–13. (In Russ.)
9. Li S., Shan S., Zhai C., Xie L. Experimental and numerical study on progressive collapse process of RC frames with full-height infill walls. *Engineering Failure Analysis*. 2016;59:57–68. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2015.11.020>
10. Yu J., Tan K.-H. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages. *Engineering Structures*. 2013;55:90–106. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.08.040>

11. Sasani M., Sagioglu S. Progressive collapse resistance of Hotel San Diego. *Journal of Structural Engineering*. 2008;134(3):478–488. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:3\(478\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:3(478))
12. Adam J.M., Buitrago M., Bertolesi E., Sagaseta J., Moragues J.J. Dynamic performance of a real-scale reinforced concrete building test under a corner-column failure scenario. *Engineering Structures*. 2020;210:110414. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110414>
13. Fedorova N.V., Korenkov P.A. Static and dynamic deformation of monolithic reinforced concrete frame building in ultimate limit and beyond limits states. *Building and Reconstruction*. 2016;68(6):90–100. (In Russ.)
14. Fedorova N.V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions. *Journal of Physics: Conference Series*. 2019;1425(1):012033. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1425/1/012033>
15. Ilyushchenko T.A., Kolchunov V.I., Fedorov S.S. Crack resistance of prestressed reinforced concrete frame structure systems under special impact. *Building and Reconstruction*. 2021;93(1):74–84. <https://doi.org/10.33979/2073-7416-2021-93-1-74-84>
16. Geniev G.A., Klyueva N.V. Experimental and theoretical investigations of uncut beams during emergency disconnecting individual elements from operation. *News of Higher Educational Institutions. Construction*. 2000;502(10):21–26. (In Russ.)
17. Wang T., Chen Q., Zhao H., Zhang L. Experimental study on progressive collapse performance of frame with specially shaped columns subjected to middle column removal. *Shock and Vibration*. 2016;2016:1–13. <https://doi.org/10.1155/2016/7956189>
18. Geniev G.A., Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Nikulin A.I., Pyatikrestovsky K.P. *Strength and deformability of reinforced concrete structures under beyond-design impacts*. Moscow: ASV Publ.; 2004. (In Russ.)
19. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Androsova N.B., Bukhtiyarova A.S. *Resistance of building and structures to un-designed actions*. Moscow: ASV Publ.; 2014. (In Russ.)
20. Kolchunov V.I., Skoruk L.N. Technical conception for reconstruction of a folded roof of a hangar of the “Zhuliany” airport in Kiev. *Industrial and Civil Engineering*. 2013;(5):22–25. (In Russ.)
21. Abdelazim W., Mohamed H.M., Benmokrane B. Inelastic second-order analysis for slender GFRP-reinforced concrete columns: experimental investigations and theoretical study. *Journal of Composites for Construction*. 2020;24(3). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0001019](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0001019)