НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER УДК 624.04:69.07 DOI: 10.22227/2305-5502.2023.2.3

# Способы расчета несущих конструкций на устойчивость к прогрессирующему разрушению

## Андрей Дмитриевич Семашкин, Александр Романович Туснин, Мария Петровна Бергер

Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); г. Москва, Россия

#### АННОТАЦИЯ

**Введение.** Рассматриваются методы расчета и действующие нормативные документы, используемые при расчете зданий на устойчивость к прогрессирующему обрушению. Перечислены ключевые методы решения подобных задач. Изложены основные положения каждого из них. Проанализированы преимущества и недостатки применяемых методов.

Материалы и методы. Расчеты устойчивости к прогрессирующему обрушению выполнены для многопролетной многоэтажной плоской рамы на отказ средней стойки первого этажа. Для проведения расчетов применялся программный комплекс ЛИРА-САПР 2021 R1.2. Задача решалась несколькими методами: статический расчет, квазистатический расчет и динамический расчет. Квазистатический расчет выполнялся в двух вариантах: pulldown- и pushdown-анализ. Динамический расчет осуществлялся методом прямого интегрирования уравнений движения с помощью модуля «Динамика во времени». Было рассмотрено два варианта с различным временем исключения элементов.

**Результаты.** Результаты проанализированы и сведены в табл. 2. Расчет в статической постановке дает значения усилий и перемещений, явно заниженные по сравнению с остальными способами. Усилия и перемещения, полученные при квазистатических расчетах, получились больше, чем при расчетах в динамической постановке. Результаты, полученные при pulldown- и pushdown-анализе, близки по своим величинам.

**Выводы.** Расчеты квазистатическими методами дают завышенные усилия и перемещения по сравнению с расчетами в динамической постановке. Результаты pushdown-анализа лучше соотносятся с результатами расчетов в динамической постановке. Для более точного определения усилий при использовании квазистатического расчета необходимо обоснование коэффициента динамичности.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** прогрессирующее обрушение, локальный отказ, нелинейность, pulldown-анализ, pushdownанализ, квазистатические методы, нелинейный динамический анализ, коэффициент динамичности

**ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ:** Семашкин А.Д., Туснин А.Р., Бергер М.П. Способы расчета несущих конструкций на устойчивость к прогрессирующему обрушению // Строительство: наука и образование. 2023. Т. 13. Вып. 2. Ст. 3. URL: http:// nso-journal.ru. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.2.3

Автор, ответственный за переписку: Андрей Дмитриевич Семашкин, asemashkin@list.ru.

# Methods of structural analysis for resistance to progressive collapse

#### Andrey D. Semashkin, Alexander R. Tusnin, Maria P. Berger

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

#### ABSTRACT

**Introduction.** Calculation methods and current normative documents used in the calculation of buildings for resistance to progressive collapse are considered. The key methods of analysis are listed and fundamenta.rules of each of them are stated. The advantages and disadvantages of these methods are analyzed.

**Materials and methods.** The calculations of stability to progressive collapse have been carried out for a multi-span flat frame at the failure of the middle post of the ground floor. The software complex LIRA-SAPR 2021 R1.2 was used to perform calculations. The task was solved by several methods: the static calculation, quasi-static calculation and dynamic calculation. The nonlinear functioning of construction and material was considered by step-methods with using the flow curve from SP 16.13330.2017. Quasistatic calculation was performed in two variants: pulldown and pushdown analysis. The dynamic calculation was carried out by direct integration of the equations of motion using the module "Dynamics in Time". Two variants with different element elimination time were considered.

**Results.** The results are analyzed and summarized in Table 2. The static calculation yields force and displacement values that are clearly underestimated as compared to other methods. Forces and displacements obtained by quasistatic analysis are greater than those obtained by dynamic analysis. The results obtained in the pulldown and pushdown analyses are close in value.

C. 31-50

**Conclusions.** Quasistatic calculations give higher forces and displacements than dynamic calculations. The results of pushdown analysis correlate better with the results of calculations in the dynamic formulation. In order to determine forces more accurately when using quasi-static calculation, a justification of the dynamical coefficient is necessary.

**KEYWORDS:** progressive collapse, local destruction, nonlinearity, pulldown analysis, pushdown analysis, quasistatic methods, nonlinear dynamic analysis, dynamic coefficient

**FOR CITATION:** Semashkin A.D., Tusnin A.R, Berger M.P. Methods of structural analysis for resistance to progressive collapse. *Stroitel'stvo: nauka i obrazovanie* [Construction: Science and Education]. 2023; 13(2): 3. URL: http://nso-journal.ru. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.2.3

Corresponding author: Andrey D. Semashkin, asemashkin@list.ru.

#### введение

При проектировании ответственных зданий и сооружений необходимо исключить обрушение здания при локальном повреждении несущих конструкций. Обеспечение живучести несущей системы обусловлено возможными человеческими жертвами, большими материальными потерями или серьезными последствиями обрушения (особо важные предприятия, опасные производства, хранилища вредных веществ, объекты критической инфраструктуры). Для исключения прогрессирующего обрушения при проектировании зданий и сооружений выполняется расчет конструкции с локальными повреждениями. Расчет поврежденной конструкции на устойчивость к прогрессирующему обрушению осуществляется с учетом требований нормативных документов несколькими способами и отличается от расчета неповрежденной конструкции. Прежде всего, внезапное разрушение одного из элементов конструкции (локальное разрушение) приводит к изменению расчетной схемы конструкции, что в свою очередь ведет к изменению усилий в элементах конструкции. Могут меняться расчетные длины элементов и условия работы узлов конструкции. На развитие процесса разрушения влияет то, как возникает локальное повреждение. Дефект, приводящий к выходу из строя элемента и исключению его из расчетной схемы, может развиваться постепенно в течение относительно длительного промежутка времени или появляться внезапно. Постепенный выход из строя наблюдается при длительном увеличении осадок фундаментов, развитии пластических деформаций, ползучести материала, нагреве при пожаре, коррозионном износе, податливости узлов и т.п. Причиной внезапного исключения элемента является хрупкое разрушение, потеря устойчивости, разрушение соединительных элементов в узлах, быстрая осадка фундамента на просадочных грунтах или из-за развития карстовых явлений и т.д. При постепенном формировании дефекта, ведущем к выходу из строя элемента и исключению его из расчетной схемы, конструкция с измененной расчетной схемой работает статически. При быстром исключении элемента в поврежденной конструкции развиваются колебания, а усилия заметно возрастают по сравнению со статическим загружением. На величину динамических усилий большое влияние оказывает время исключения элемента, чем меньше время исключения, тем больше динамические усилия.

Однозначные рекомендации по назначению времени отказа элемента в отечественных нормативных документах отсутствуют, поэтому было рассмотрено два варианта динамического расчета. Первый вариант — отказ со временем исключения 0,1T, где T — период колебаний конструкции без выбывшего элемента по форме колебаний, напоминающей статическую деформацию системы с повреждениями<sup>1</sup>. Второй вариант — отказ со временем исключения 0,01 с, что позволяет моделировать мгновенное исключение элемента [1].

Изменение расчетной схемы конструкции при исключении поврежденного элемента ведет к росту усилий в сохранившейся части конструкции. В ряде несущих систем удаление одного элемента не вызывает геометрическую изменяемость оставшейся части конструкции. В других системах исключение одного элемента влечет геометрическую изменяемость конструкции, и для предотвращения обрушения конструкции необходимо предусмотреть введение в ее состав дополнительных элементов. Если конструкция сохраняет работоспособность после исключения элемента, то для обеспечения несущей способности следует подобрать сечения элементов и конструктивные решения узлов, которые могут воспринять возросшие усилия в конструкции.

Сложный вопрос расчета и проектирования систем с учетом локальных повреждений нашел свое отражение в нормативных документах. Так, в российских нормах<sup>2</sup> в п. 4.5 определена зона локальных разрушений для большинства видов конструктивных систем. Однако данный пункт не охватывает все возможные случаи. Например, в п. 4.5.2 предписывается рассматривать разрушение одного из элементов несущих конструкций. При этом не оговаривается, следует ли рассматривать разрушение связевых элементов или элементов, раскрепляющих несущий элемент. В п. 4.5.4 для сооружений промышленных предприятий предписывается локальное разрушение рассматривать, согласно заданию на проектирование, в зависимости от функционального назначения сооружения. Т.е. выбор сценария

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup>Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance // GSA. 2016.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup> СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения.

локального разрушения остается за проектировщиком и заказчиком.

Стоит отметить, что ведутся исследования [2] в этом направлении. Но однозначные нормативные рекомендации еще отсутствуют.

Для расчета поврежденных конструкций на устойчивость к прогрессирующему обрушению используются статические и динамические методы расчета. Один и тот же метод решения может с разной точностью отображать поведение конструкции в различных расчетных ситуациях. Выбор метода расчета зависит от рассчитываемой конструкции. Существующие на данный момент нормативно-технические документы не дают прямых однозначных рекомендаций по выбору методов расчета или оценке точности полученных решений. Для промышленных зданий характерно большое число технологических нагрузок, что обусловлено наличием мостовых кранов и технологического оборудования. Отличие производственных зданий от гражданских требует учета специфики их работы при разработке методики расчета производственных.

Широкую известность в профессиональной среде получили следующие способы расчета на прогрессирующее обрушение:

1. Кинематический метод теории предельного равновесия. Данный метод исходит из предположения, что конструкция выполнена из упругопластического материала. Конструкция рассматривается в момент образования пластических шарниров и превращения конструкции в механизм. Исследуется несколько возможных вариантов образования пластических шарниров. Наиболее неблагоприятной является минимальная нагрузка, при которой конструкция превращается в механизм. Данный метод плохо поддается алгоритмизации и в настоящий момент не имеет широкого распространения в практике проектирования.

2. Статический метод. Предполагает исключение элемента и использование при расчете измененной (вторичной) схемы с удаленным из нее поврежденным элементом. По выбору проектировщика возможен учет нелинейной работы конструкции и материала. Преимуществами метода в линейной постановке служат его простота и высокая скорость вычислений. Существенным недостатком метода в целом является невозможность моделирования расчетной ситуации, когда удаление элемента происходит быстро, вызывая значительные динамические усилия, связанные с развитием колебаний в конструкции [3].

3. Квазистатический метод [4]. В нем можно выделить два подвида, которые получили известность под названиями *pulldown*-анализ и *pushdown*анализ. Их сущность заключается в следующем:

• *pulldown*-анализ: элемент исключается, производится расчет вторичной схемы. При этом к конструкции прикладываются с обратным знаком усилия в удаленном элементе. Усилия в элементе умножаются на коэффициент динамичности;  pushdown-анализ: элемент исключается, производится расчет вторичной схемы. При этом на коэффициент динамичности увеличиваются нагрузки на элементы, примыкающие к удаленному.

Элементы pulldown-анализа присутствовали в СП 385.1325800.2018 (до Изменения 1). Приложение Б содержало указание о мгновенности удаления выключенного элемента, которое моделировалось приложением усилия из выключенного элемента с обратным знаком. Таким образом, в неявном виде подразумевается  $k_{\pi \mu \mu} = 2$  [4–6]. В обновленном варианте СП 385.1325800.2018 Приложение Б было исключено. Проектировщикам предлагается вести расчет на прогрессирующее обрушение статическим методом. Квазистатический расчет при правильном выборе коэффициента динамичности позволяет учесть мгновенное исключение поврежденного элемента. Преимуществами метода являются его относительная простота и высокая скорость вычислений при расчете в линейной постановке. Недостаток метода — не всегда точное определение усилий и перемещений [5], получаемых при расчете. Во многом это связано с отсутствием четких рекомендаций по назначению коэффициента динамичности, что вызывает критику [5, 7] в профессиональной среде.

4. Динамический метод. Определяется корректное напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкции до возникновения отказа элемента. Затем из конструкции удаляется поврежденный элемент, вместо него вместе с внешней нагрузкой к конструкции, как нагрузка, прикладываются усилия в этом элементе с обратным знаком. Задается время (время исключения), в течение которого происходит исключение элемента из расчетной схемы и соответственно усилия в нем, и нагрузка от него на конструкцию от максимальных значений уменьшается до нуля. Расчет проводится путем прямого интегрирования уравнений движения. В расчете может учитываться геометрическая и физическая нелинейность. Главное преимущество метода относительно точное моделирование процесса выключения элемента и отклика конструкции.

К недостаткам метода можно отнести сложность его реализации, которая требует высокой квалификации проектировщика, трудоемкость и большие затраты машинного времени.

Стоит отметить, что в Российской Федерации и за ее пределами осуществляются исследования по уточнению коэффициентов динамичности для различных видов сооружений. В последние годы проводились исследования коэффициентов динамичности для стальных балок и ферм [8, 9], а также для железобетонных конструкций [10–13].

Вопросы, связанные с подходами к расчету, назначением сценариев локального разрушения и методами защиты от прогрессирующего обрушения, регулярно обсуждаются в научной литературе [14–24]. Таким образом, перед инженером, принимающим проектные решения по защите от прогрессирующего обрушения, встает непростой выбор. С одной стороны, динамический расчет дает возможность достаточно точно определить отклик конструкции на аварийное воздействие. С другой — при необходимости рассмотрения несколько возможных сценариев локального разрушения, большом числе загружений и сочетаний нагрузок затраты труда и времени на проведение динамических расчетов становятся слишком велики.

#### МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Рассмотрим расчет многоэтажной поперечной рамы на устойчивость к прогрессирующему обрушению. Поперечная рама входит в состав этажерки, размещенной внутри промышленного здания, и имеет пять этажей и четыре пролета. Высота этажа 3 м, ширина пролета 6 м, шаг поперечных рам в этажерке 6 м. Колонны рамы жестко закреплены в фундаменте, ригели рамы жестко прикреплены к колоннам. Из плоскости рамы каркас закреплен системой связей, исключающей перемещения из плоскости рамы. Все стержни рамы выполнены из двутавров. Колонны рамы имеют сечение в виде двутавра 25К6, ригели — в виде двутавра 45Б4. Принят материал конструкций — сталь марки С355Б.

Сечения элементов и марка стали подобраны так, чтобы конструкция сохраняла несущую способность при всех видах повреждений каркаса.

Поперечная рама возведена внутри промышленного здания и предназначена для размещения технологического оборудования и материалов. На поперечную раму действуют постоянные и длительные нагрузки. Все нагрузки носят статический характер. Сбор нагрузок приведен в табл. 1. Согласно действующим нормам, в расчетах защиты от прогрессирующего обрушения принимается особое сочетание нагрузок, включающее нормативные постоянные и длительные нагрузки<sup>3</sup>, в том числе пониженные значения кратковременных нагрузок. В качестве пониженного значения кратковременных нагрузок принимается их длительно действующая часть, составляющая 0,35 от полного значения.

Расчет рамы выполнен с использованием вычислительного комплекса (ВК) ЛИРА-САПР 2021 R1.2. Элементы рамы замоделированы с помощью конечного элемента (КЭ) 310 — универсальный пространственный стержневой КЭ, учитывающий геометрическую нелинейность. Расчеты велись в линейной постановке и с учетом геометрической нелинейности. Нелинейные статический и квазистатический расчеты выполнялись шаговым методом. Общее число шагов приложения нагрузки 100.



Рис. 1. Общий вид расчетной схемы с нагрузкой от собственного веса

<sup>3</sup> СП 296.1325800.2017. Здания и сооружения. Особые воздействия.

Табл.	1.	Сбор	нагрузки	от	ограждающих	конструкций
и поле	зн	ой наг	рузки			

Наименование	Нормативная нагрузка, кН/м	
Вес перекрытия	37,5	
Конструкции полов	5,4	
Полезная нагрузка (длительная часть)	6,3	
Суммарная нагрузка	49,2	

На раму действует собственный вес несущих и ограждающих конструкций и полезная нагрузка. Нагрузки приложены к раме в виде распределенных по длине колонны и балок. Собственный вес стоек и ригелей учтен автоматически с помощью встроенной команды в ВК ЛИРА-САПР. На рис. 1 показана расчетная схема с нагрузкой от собственного веса несущих конструкций.

Кроме собственного веса несущих конструкций, на каркас действуют постоянная нагрузка от веса ограждающих конструкций и полезная нагрузка (табл. 1). Расчетная схема рамы с действующей суммарной нагрузкой представлена на рис. 2.

Расчеты в линейной постановке часто дают несколько искаженную картину деформаций и усилий [5–8]. Для оценки влияния нелинейности на работу конструкции при повреждении расчет

поперечной рамы выполнен в линейной постановке и с учетом геометрической нелинейности. Для расчета принимались нормативные значения постоянных и длительных нагрузок. Критерии несущей способности принимались по СП 385.1325800.2018.

Рама рассчитывалась на отказ средней стойки первого этажа. Рассмотрены следующие варианты расчетов поврежденной рамы:

• линейный статический расчет;

• нелинейный статический расчет;

• линейный квазистатический pulldownанализ;

• нелинейный квазистатический pulldownанализ;

• линейный квазистатический pushdownанализ;

• нелинейный квазистатический pushdownанализ;

 линейный динамический расчет со временем исключения элемента 0,1*T*, где *T* — период колебаний поврежденной конструкции по форме, наиболее схожей со статической деформацией системы при повреждении системы;

 линейный динамический расчет со временем исключения элемента 0,01 с.

Расчетная схема поперечной рамы при проведении статического расчета показана на рис. 3.

При проведении квазистатического расчета к раме прикладываются дополнительные нагрузки. Эти нагрузки действуют совместно с основной на-



Рис. 2. Общий вид расчетной схемы с суммарной нагрузкой (табл. 1)

грузкой. Для pulldown-анализа в качестве дополнительной нагрузки принято усилие в удаленном элементе, приложенное с обратным знаком. Усилие в удаленной колонне, определенное статическим расчетом неповрежденной рамы, составляет 1521 кН. Изгибающие моменты и поперечные силы в средней стойке неповрежденной рамы отсутствуют. Расчетная схема для pulldown-анализа показана на рис. 4, также приведены дополнительные нагрузки, моделирующие динамическое воздействие на конструкцию.



Рис. 3. Расчетная схема при проведении статического расчета



Рис. 4. Дополнительная нагрузка на раму для pulldown-анализа

В pushdown-анализе динамическое воздействие на конструкцию моделируется путем введения коэффициента динамичности 2,0, т.е. нагрузка на колонны и ригели, примыкающие к удаляемой колонне либо расположенные над ней, удваивалась. Расчетная схема для pushdown-анализа показана на рис. 5, а также приведены дополнительные нагрузки, моделирующие динамическое воздействие на конструкцию.

Динамический расчет выполнялся с помощью модуля «Динамика во времени». Данный расчет



Рис. 5. Дополнительная нагрузка на раму для pushdown-анализа



Рис. 6. Формы колебаний для определения параметра Т

проводился путем прямого интегрирования уравнений движения. С целью моделирования динамического поведения конструкции были введены два загружения — с предысторией и с весами масс. В предысторию включены действующие нагрузки. Во втором загружении эти же нагрузки учитываются как модальные массы.

С помощью команды «Локальный отказ» были назначены исключаемые элементы и время отказа. В командном окне указывались номера исключаемых из расчетной схемы элементов. Время отказа — это время, за которое силы, моделирующие взаимодействие исключаемых элементов с остальной конструкцией, уменьшаются от начального значения до нуля.

Время исключения элемента 0,1T назначено по рекомендациям<sup>1</sup>. Параметр *T* рассчитан путем модального анализа поврежденной расчетной схемы в линейной постановке и выбора соответствующей формы колебаний. Было рассмотрено четыре формы колебаний. Для поперечной рамы наиболее подходящей оказалась форма № 3 с периодом колебаний 0,37 с. На рис. 6 показаны 1–4 формы колебаний поврежденной рамы.

Время интегрирования в обоих случаях принималось равным четырем секундам. Для времени исключения 0,037 с шаг интегрирования принимался равным 0,005 с. Для времени исключения 0,01 с шаг интегрирования принимался равным 0,002 с. Разные шаги интегрирования принимались из соображения, что они должны быть в несколько раз меньше времени исключения элемента. Коэффициенты интегрирования были предложены программой и принимались равными:  $\alpha = 0,25$ ;  $\beta = 0,5$ .

1 D.....

#### РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Для анализа и сравнения результатов расчетов выбраны усилия и перемещения в элементах, на которые локальное разрушение оказывает наибольшее влияние. К таким относятся:

 перемещение узла, находящегося над поврежденной стойкой;

- усилия в стойках, соседних с поврежденной;
- усилия в стойке над поврежденным элементом;
- момент в ригеле над поврежденным элементом.

Анализ результатов показал, что расчет в статической постановке дает значения усилий и перемещений существенно меньше, чем при квазистатическом расчете (табл. 2). Сравнение результатов линейного и нелинейного расчета продемонстрировало их малое отличие при статическом и квазистатическом вариантах. Таким образом, в отличие от требований норм об обязательном проведении нелинейного расчета для рассматриваемой рамы достаточно выполнения линейного расчета.

Установлено заметное различие между двумя квазистатическими вариантами расчета. При pulldown-анализе элемент, расположенный над удаляемым элементом, испытывает сильное растяжение, что связано с приложением дополнительной силы в зоне локального разрушения. Такой характер не соответствует действительной работе элемента, что является заметным недостатком pulldown расчета.

Перемещения, полученные при pulldownи pushdown-анализе, близки по своим величинам, их относительная разница составляет 4,2 %. Продольные силы в соседних стойках, полученные данными способами, различаются на 20 %, в то время как моменты в ригелях различаются на 5,1 %.

таол. 2. Результаты статических и квазистатических ра	асчетов
---	---------

Вид расчета	Перемещение узла над поврежденной стойкой, мм	Продольные силы в соседних стойках, кН	Продольные силы в стойке над поврежденным элементом, кН	Момент в ригеле над поврежденным элементом, кНм
Линейный статический расчет	-48,2	-2476	-47,99	-613,8
Линейный квазистатический pulldown-анализ	-84,3	-3344	1150	-1060,5
Линейный квазистатический pushdown-анализ	-80,5	-4087	-48,24	-1188,5
Нелинейный статический расчет	-48,7	-2478	-48,17	-611,8
Нелинейный квазистатический pulldown-анализ	-84,5	-3346	1148	-1055,9
Нелинейный квазистатический pushdown-анализ	-80,7	-4090	-50,45	-1183,7



Рис. 7. Зависимость перемещения узла № 7 при динамическом расчете для времени исключения 0,01 с

Анализ результатов динамических расчетов показал значительное изменение перемещений и усилий во времени. Для оценки развития колебательного процесса рассмотрены зависимости перемещений и усилий в элементах поврежденной рамы. Установлено, что с течением времени колебания затухают, а значения перемещений и усилий приобретают значения, характерные для статической работы поврежденной конструкции. Максимальные усилия и перемещения наблюдались сразу после исключения элемента из расчетной схемы. Характер полученных численных результатов подтвердил правильный выбор времени интегрирования для полного затухания колебаний. В течение 4 с колебания прекращались. На рис. 7 представлена зависимость вертикального перемещения узла № 7, расположенного над удаляемым элементом, для времени исключения 0,01 с.

Результаты динамических расчетов представлены в табл. 3.

Для рассматриваемой рамы усилия и перемещения, полученные динамическим расчетом, мало зависят от времени исключения в диапазоне от 0,01 до 0,037 с. Разница усилий и перемещений не превышает 1 %. Заметное отличие наблюдается только для колонны, расположенной выше поврежденной, в которой сжимающее продольное усилие при времени исключения 0,01 с оказалось на 7 % больше по абсолютной величине, чем при времени исключения 0,37 с.

Усилия и перемещения, полученные квазистатическим расчетом, для большинства элементов больше, чем динамические усилия на 18 %. Прогиб узла над удаленной опорой, вычисленный квазистатически, на 10 % больше, чем динамический прогиб. Для колонны над удаляемой динамические усилия почти в 1,4 раза больше, чем по результатам квазистатического расчета.

Отличие усилий, полученных динамически и квазистатически, в целом мало влияет на конечное проектное решение большинства элементов каркаса. Исключение составляет колонна над удаляемой, в которой по данным pulldown-анализа возникает значительное растяжение, что при проектировании железобетонного каркаса потребует чрезмерного армирования на растяжение. Для стальных колонн это менее опасно, так как в начальный момент времени он испытывает усилие –1520 кН и его сечение определяется не растяжением, а сжатием.

Проектирование реальных объектов с оценкой прочности и устойчивости элементов каркаса с применением ВК, реализующих модули нормативного расчета, рационально выполнять квазистатическими методами с уточненными коэффициентами динамичности. Квазистатические методы позволяют проектировать сложные конструктивные системы

T	aб	л.	3.	P	езультаты	динамических	расчетов
---	----	----	----	---	-----------	--------------	----------

Вид расчета	Перемещение узла над поврежденной стойкой, мм	Продольные силы в соседних стойках, кН	Продольные силы в стойке над поврежденным элементом, кН	Момент в ригеле над поврежденным элементом, кНм
Линейный динамический расчет со временем исключения элемента 0,1 <i>T</i> (0,037 с)	-71,6	-3331	-61,3	-962,6
Линейный динамический расчет со временем исключения элемента 0,01 с	-72,1	-3329	-65,8	-968,3

Строительство: ТОМ 13. ВЫПУСК 2 (48 наука и образование с большим числом загружений с меньшими трудозатратами. Успешное применение квазистатических методов требует уточнения коэффициентов динамичности, а также разработки критериев выбора между pulldown- и pushdown-анализом, что позволит получать достоверные результаты при расчетах в квазистатической постановке.

#### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Вопрос о выборе сценария локального воздействия и метода расчета на устойчивость к прогрессирующему обрушению определен в действующей нормативно-технической документации недостаточно полно.

Квазистатические методы расчета при  $k_{\text{дин}} = 2$  дают завышенные усилия до 18 % и перемещения на 10 % по сравнению с расчетами в динамической постановке.

Усилия и перемещения, получаемые при расчете в динамической постановке, при времени исключения 0,1T(T) период опасной формы колебания поврежденной конструкции) для многоэтажной рамы оказались меньше, чем при времени исключения 0,01 с (мгновенное удаление элемента).

Pulldown-анализ дает искаженное НДС некоторых примыкающих к месту локального разрушения элементов, изменяя характер усилий в них, что может повлиять на конструктивные решения здания.

Результаты pushdown-анализа лучше, чем результаты pulldown-анализа, соотносятся с результатами динамических расчетов в рамках данной задачи.

Учет геометрической нелинейности при расчете многоэтажных рам не оказывает существенного влияния на величину перемещений и усилий в конструкции.

Для практического использования при проектировании сложных конструктивных систем с большим числом загружений рационально применение квазистатического расчета с уточненными значениями коэффициентов динамичности.

### СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Бергер М.П*. Несущая способность стальных ферм с учетом времени локального разрушения : дис. ... канд. техн. наук. М., 2020. 186 с.

2. Туснина О.А. Выбор аварийных ситуаций при расчете на прогрессирующее обрушение промышленного здания // Промышленное и гражданское строительство. 2021. № 9. С. 60–65. DOI: 10.33622/0869-7019.2021.09.60-65

3. Назаров Ю.П., Городецкий А.С., Симбиркин В.Н. К проблеме обеспечения живучести строительных конструкций при аварийных воздействиях // Строительная механика и расчет сооружений. 2009. № 4 (225). С. 5–9.

4. Дробот Д.Ю. Возможные технологии расчета на прогрессирующее обрушение : учебное пособие. М., 2020. 264 с.

5. Перельмутер А.В., Кабанцев О.В. О методах расчетного анализа при внезапном отказе элемента несущей системы : доклад // Семинар SCAD-Soft. 2019.

6. Бондарев Ю.В., Талантов И.С. Подходы к решению задачи о внезапном удалении элементов из стержневой системы // Вестник гражданских инженеров. 2014. № 2 (43). С. 48–52.

7. Грачев В.Ю., Вершинина Т.А., Пузаткин А.А. Непропорциональное разрушение. Сравнение методов расчета. Екатеринбург : Ажур, 2010. 81 с.

 Туснин А.Р., Бергер М.П. Коэффициенты динамичности для расчета поврежденной фермы // Теория и практика расчета зданий, сооружений и элементов конструкций. Аналитические и численные методы : сб. докл. и тез. Междунар. науч.-практ. конф., посвящ. 90-летию со дня рождения проф. Н.Н. Леонтьева и 110-летию со дня рождения проф. В.З. Власова. 2017. С. 87–89.

9. *Tusnin A*. Analysis of dynamic coefficients for damage to the middle support of two-span and three-span continuous beams // MATEC Web of Conferences. 2017. Vol. 117. P. 00173. DOI: 10.1051/matecconf/201711700173

10. Гениев Г.А. Об оценке динамических эффектов в стержневых системах из хрупких материалов // Бетон и железобетон. 1992. № 9. С. 25–27.

11. Колчунов В.И., Федорова Н.В. Некоторые проблемы живучести железобетонных конструктивных систем при аварийных воздействиях // Вестник НИЦ Строительство. 2018. № 1 (16). С. 115–119.

12. Краснощёков Ю.В., Мельникова С.О., Екимов А.А. Живучесть многоэтажного здания со связевым каркасом // Вестник СибАДИ. 2016. № 2 (48). С. 100–104. DOI: 10.26518/2071-7296-2016-2(48)-100-104

13. Краснощеков Ю.В. Расчет каркасного здания на прогрессирующее обрушение при аварийном отказе колонны // Строительная механика и расчет сооружений. 2017. № 1 (270). С. 54–58.

14. Еремеев П.Г., Лебедева И.В. Мониторинг и анализ нормативных документов по проектированию конструкций с учетом прогрессирующего обрушения // Промышленное и гражданское строительство. 2021. № 12. С. 15–21. DOI: 10.33622/0869-7019.2021.12.15-21

15. Ведяков И.И., Еремеев П.Г., Одесский П.Д., Попов Н.А., Соловьев Д.В. Расчет строительных конструкций на прогрессирующее обрушение : нормативные требования // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 4. С. 16–24. DOI: 10.33622/0869-7019.2019.04.16-24

16. Перельмутер А.В. Развитие требований к безотказности сооружений // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 1. С. 81–101.

17. Ellingwood B.R., Smilowitz R., Dusenberry D.O., Duthinh D., Lew H.S., Carino N.J. Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings. USA : NISTIR, 2007. DOI: 10.6028/nist.ir. 7396

18. *Кудишин Ю.И*. Концептуальные проблемы живучести строительных конструкций // Вестник МГСУ. 2009. № 2 (спец.). С. 28–36

19. Травуш В.И., Колчунов В.И., Клюева Н.В. Некоторые направления развития теории живучести конструктивных систем зданий и сооружений // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 3. С. 4–11.

20. Данилов А.И. Концепция управления процессом разрушения строительного объекта // Про-

Поступила в редакцию 6 апреля 2023 г. Принята в доработанном виде 10 апреля 2023 г. Одобрена для публикации 24 апреля 2023 г. мышленное и гражданское строительство. 2014. № 8. С. 74–77.

21. Травуш В.И., Колчунов В.И., Леонтьев Е.В. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в рамках законодательных и нормативных требований // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 2. С. 46–54. DOI: 10.33622/0869-7019.2019.02.46-54

22. *Kandil K.S., Ellobody E.A.E.F., Eldehemy H.* Progressive Collapse of Steel Frames // World Journal of Engineering and Technology. 2013. Vol. 01. Issue 03. Pp. 39–48. DOI: 10.4236/wjet.2013.13007

23. Колчунов В.И., Емальянов С.Г. и др. Проектирование мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения : методическое пособие. М., 2018.

24. Келасьев Н.Г., Трекин Н.Н., Кодыш Э.Н. и др. Пособие по проектированию мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Часть 2. М., 2020.

ОБ АВТОРАХ: Андрей Дмитриевич Семашкин — аспирант Института промышленного и гражданского строительства; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; asemashkin@list.ru;

Александр Романович Туснин — доктор технических наук, доцент, профессор кафедры металлических и деревянных конструкций, директор Института промышленного и гражданского строительства (ИПГС); Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 455914, Scopus: 6507367654, ORCID: 0000-0002-9997-9436; TusninAR@mgsu.ru;

Мария Петровна Бергер — кандидат технических наук, доцент кафедры металлических и деревянных конструкций; Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет (НИУ МГСУ); 129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26; РИНЦ ID: 927136, Scopus: 57192100982, ResearcherID: AAG-2520-2022, ORCID: 0000-0001-8906-9298; bergermp@mgsu.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации. Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

#### **INTRODUCTION**

In the design of critical buildings and structures, it is necessary to prevent the collapse of the building with local damage to the load-bearing structures. The survivability of the load-bearing system must be ensured because of the possible loss of life, great loss of material or serious consequences of collapse (critical facilities, hazardous industries, storage facilities for hazardous substances, critical infrastructure facilities). In order to avoid progressive collapse, the design of buildings and structures is carried out by calculating the structure with local damage. Calculation of a damaged structure for resistance to progressive collapse is carried out considering the requirements of the normative documents in several ways and differs from the calculation of an undamaged structure. First of all, a sudden failure of a structural element (local collapse) leads to changes in the design pattern of the structure and, therefore, leads to divergent forces in the elements of the structure. Design element lengths and operating conditions of structural elements can change. The way in which a local failure develops influences the failure process. A defect that results in failure of a component and its exclusion from the design scheme can develop gradually over a relatively long period of time or appear suddenly. Gradual failure can occur with prolonged increase in foundation settlement, development of plastic deformations, material creep, heating by fire, corrosion wear, subassemblies, etc. The cause of sudden element failure is brittle failure, loss of stability, failure of connecting elements in nodes, rapid foundation settlement in subsiding soils or due to the development of karst phenomena, etc. In case of gradual formation of a defect leading to failure of an element and its exclusion from the design scheme, the structure with the changed design scheme works statically. If the element is rapidly eliminated, oscillations develop in the damaged structure and the forces increase markedly compared to the static loading. The time of element exclusion has a great influence on the value of dynamic forces, the shorter the exclusion time, the greater the dynamic forces.

There are no unambiguous recommendations for assignment of element failure time in domestic normative documents, therefore two variants of dynamic calculation have been considered. The first variant — failure with the elimination time 0.1T, where T is a period of vibration of the structure without a retired element according to the form of vibration, resembling a static deformation of the system with damages<sup>1</sup>. The second variant — failure with the elimination time of 0.01 s, which allows modelling the instantaneous elimination of the element [1].

Changing the design scheme of a structure while eliminating a damaged element leads to an increase in forces in the remaining part of the structure. In a number of load bearing systems the removal of one element does not cause geometric variation in the remaining part of the structure. In other systems the removal of one element causes geometric variability in the structure and additional elements must be provided to prevent the collapse of the structure. If the structure remains serviceable after the removal of an element, element cross-sections and design solutions should be selected that can accommodate the increased forces in the structure to ensure the load-bearing capacity.

The complex issue of calculating and designing systems for local failures is reflected in the regulations. For example, the Russian code of practice<sup>2</sup> defines a local failure zone for most types of structural systems in clause 4.5. However, this clause does not cover all possible cases. For example, clause 4.5.2 prescribes that a failure of one of the elements of the load-bearing structures shall be considered. However, it is not specified whether the failure of the bonding elements or of the elements reinforcing the load-bearing element is to be considered. In clause 4.5.4 for industrial structures it is prescribed that local failure is to be considered, according to the design specification, depending on the function of the structure. In other words, the choice of the local failure scenario is left to the designer and the client.

It is worth noting that research [2] is ongoing in this direction. Therefore, unambiguous normative recommendations are not yet available.

Static and dynamic calculation methods are used to calculate the resistance of damaged structures to progressive collapse. The same solution method can represent the behaviour of a structure in different design situations with different accuracy. The choice of calculation method depends on the structure to be calculated. Current normative documents do not give direct, unambiguous recommendations on the choice of calculation methods or on the evaluation of the accuracy of the resulting solutions. Industrial buildings are characterized by a large number of technological loads due to overhead cranes and technological equipment. The difference between industrial buildings and civilian buildings requires that the specifics of their work must be taken into account when developing the calculation methodology for industrial buildings.

The following methods of calculating progressive collapse are widely known in the professional community:

1. Kinematic method of limit equilibrium theory. This method assumes that the structure is made of an elastic plastic material. The structure is considered at the time when plastic joints are formed and the structure becomes a mechanism. Several possible variants for the formation of plastic joints are studied. The most unfavorable is the minimum load at which the structure becomes a mechanism. This method is poorly amenable to algorithmization and is currently not widely used in design practice.

2. Static method. This involves excluding an element and using a modified (secondary) scheme with the damaged element removed from it in the calculation. At the choice of the designer, it is possible to take account of non-linear structure and material behaviour. The advantages of the method in the linear formulation are its simplicity and high computational speed. A significant disadvantage of the method as a whole is the inability to simulate the calculation situation when the removal of the element occurs quickly, causing significant dynamic forces associated with the development of vibrations in the structure [3].

3. Quasi-static method [4]. Two subspecies can be distinguished in it, which have come to be known as *pulldown* analysis and *pushdown* analysis. Their essence is as follows:

• *pulldown* analysis: an element is excluded and a secondary circuit is calculated. The forces in the removed element are applied inversely to the structure. The forces in the element are multiplied by the dynamism factor;

• *pushdown* analysis: the element is excluded, the secondary circuit is calculated. This increases the loads on the elements adjacent to the deleted element by the dynamism factor.

Elements of the pulldown analysis were present in SP 385.1325800.2018 (before Amendment 1). Appendix B contained an indication of the instantaneous removal of the deactivated element, which was modelled by applying a force from the deactivated element with a reverse sign. Thus, implicitly,  $k_{dyn} = 2$  is implied [4–6]. In the updated version of SP 385.1325800.2018 Appendix B has been deleted. Designers are encouraged to carry

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup>Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance, GSA. 2016.

<sup>&</sup>lt;sup>2</sup>CP 385.1325800.2018. Protection of buildings and structures against progressive collapse.

out the calculation for progressive collapse by the static method. The quasi-static calculation, with the correct selection of the dynamism factor, allows for the instantaneous exclusion of a damaged element. The advantages of the method are its relative simplicity and high calculation speed in the linear formulation. The disadvantage of the method is not always accurate determination of the forces and displacements [5] obtained in the calculation. This is largely due to the lack of clear recommendations for assigning the dynamism factor, which is criticized [5, 7] in the professional environment.

4. Dynamic method. The correct stress-strain state of the structure is determined prior to the occurrence of an element failure. Then the damaged element is removed from the structure and instead the forces in this element with opposite sign are applied to the structure as a load. The time (exclusion time) during which the element is excluded from the calculation scheme and, accordingly, the forces in it are applied and the load on the structure is reduced from its maximum values to zero is set. The calculation is carried out by direct integration of the equations of motion. Geometric and physical non-linearity can be taken into account in the calculation. The main advantage of the method is the relatively accurate modelling of the element shutdown process and the response of the structure.

The disadvantages of the method include the complexity of its implementation, which requires a highly skilled designer, its labour-intensiveness and the high amount of machine time required.

It is worth noting that studies are being carried out in the Russian Federation and beyond to refine the dynamism coefficients for various types of structures. In recent years, there have been studies of dynamism coefficients for steel beams and trusses [8, 9] as well as for reinforced concrete structures [10–13].

Issues related to calculation approaches, the assignment of local failure scenarios and methods of protection against progressive collapse are regularly discussed in the scientific literature [14–24].

Thus, the engineer making design decisions for protection against progressive collapse faces a difficult choice. On the one hand, dynamic calculation makes it possible to determine quite accurately the response of a structure to an accidental impact. On the other hand, if several possible local failure scenarios have to be considered and a large number of loads and load combinations are encountered, the labour and time required to carry out dynamic calculations becomes too great.

#### MATERIALS AND METHODS

Consider the calculation of a multi-storey transverse frame for resistance to progressive collapse. The transverse frame is part of a storey located inside an industrial building and has five storeys and four spans. The storey height is 3 m, the width of the span is 6 m and the spacing of the transverse frames in the storey is 6 m. The columns of the frame are rigidly anchored in the foundation, the transoms of the frame are rigidly attached to the columns. From the plane of the frame, the frame is fixed by a system of connections, which excludes any movement out of the frame plane. All frame rods are made of I-beams. The columns of the frame have a section in the form of 25K6 I-beams, the beams are in the form of 45B4 I-beams. The material used is C355B steel.

The cross sections and steel grades have been selected to ensure that the structure retains its load-bearing capacity in all types of frame damage.

The transverse frame is erected inside an industrial building and is designed to house process equipment and materials. The transverse frame is subject to permanent and continuous loads. All loads are static in nature. The collection of loads is shown in Table 1. According to the current regulations, a special combination of loads is taken into account in the calculations of the protection against progressive collapse, which includes the normal permanent and continuous loads<sup>3</sup>, including the reduced values of the short-term loads. The reduced value of the short-term loads is taken as their long-lasting part, which is 0.35 of the full value.

The calculation of the frame was performed using the LIRA-SAPR 2021 R1.2 computer package (CS). The frame elements were modelled using the finite element (FE) 310 — a universal spatial core FE, which takes geometric nonlinearity into account. The calculations were performed in linear formulation and with consideration of geometric nonlinearity. Nonlinear static and quasi-

Table 1. Collection of load from envelope and payload

Name	Normative load, kN/m
Slab weight	37.5
Floor constructions	5.4
Usable load (continuous part)	6.3
Total load	49.2

static calculations were performed using the step method. The total number of load application steps is 100.

The frame is subject to its own weight of the loadbearing and envelope structures and the payload. The loads are applied to the frame as distributed over the length of the columns and beams. The dead weights of the columns and ledgers are automatically taken into account by the integrated command in the LIRA CAD software. Fig. 1 shows the design diagram with the load from the dead load of the load-bearing structures.

In addition to the dead load of the load-bearing structures, the frame is also subject to the constant load from the weight of the building envelope and the pay-

<sup>&</sup>lt;sup>3</sup>CP 296.1325800.2017. Buildings and structures. Special influences.



Fig. 1. General view of the design scheme with dead load

load (Table 1). The design diagram of the frame with the acting total load is shown in Fig. 2.

Calculations in the linear formulation often give a somewhat distorted picture of deformations and forces [5–8]. In order to assess the influence of nonlinearity on the structure's performance under failure conditions, the transverse frame is calculated in a linear formulation and with geometric nonlinearity in mind. Standard values of steady and continuous loads were taken for the calculation. The load-bearing capacity criteria were taken as per CP 385.1325800.2018.

The frame was calculated for the failure of the centre post of the ground floor. The following calculation options for the damaged frame were considered:

- linear static calculation;
- non-linear static calculation;
- linear quasi-static pulldown analysis;
- non-linear quasi-static pulldown analysis;
- linear quasi-static pushdown analysis;
- non-linear quasi-static pushdown analysis;
- · linear dynamic calculation with an element elim-

ination time of 0.1T, where *T* is the vibration period of the damaged structure in the form most similar to the static deformation of the system when the system is damaged;

• linear dynamic calculation with an element elimination time of 0.01 s.

The design diagram of the transverse frame for the static calculation is shown in Fig. 3.

In the quasi-static calculation, additional loads are applied to the frame. These loads act together with the main load. For the pulldown analysis, the force in the removed element is taken as the additional load, applied with the opposite sign. The force in the removed column determined by the static calculation of the undamaged frame is 1,521 kN. There are no bending moments and shear forces in the middle column of the inta\*ct frame. The calculation diagram for the pulldown analysis is shown in Fig. 4, and additional loads simulating the dynamic impact on the structure are also shown.

In the pushdown analysis, the dynamic impact on the structure is modelled by introducing a dynamism factor of 2.0, i.e. the load on the columns and ledgers adjacent to or above the column to be removed is doubled. The calculation diagram for the pushdown analysis is shown in Fig. 5, and additional loads simulating the dynamic impact on the structure are also shown.

The dynamic calculation was carried out using the module "Dynamics in Time". This calculation was carried out by direct integration of the equations of motion. In order to simulate the dynamic behaviour of the structure, two loadings were introduced — with a prehistory and with mass weights. The prehistory includes the acting loads. In the second loading, the same loads are taken into account as modal masses.

The "Local Failure" command was used to assign the elements to be excluded and the time of failure. In the command window the numbers of the elements to be



Fig. 2. General view of the design scheme with total load (Table 1)



Fig. 3. Calculation diagram for static analysis

excluded from the calculation scheme were indicated. The failure time — is the time for which the forces simulating the interaction of the excluded elements with the rest of the structure decrease from an initial value to zero. The element exclusion time of 0.1T is assigned according to the recommendations of<sup>1</sup>. The parameter *T* is calculated by modal analysis of the damaged design scheme in the linear formulation and selection of the appropriate vibration form. Four forms of vibration were considered.



Fig. 4. Additional load on the frame for pulldown analysis



Fig. 5. Additional load on frame for pushdown analysis





Fig. 6. Oscillation waveforms for determining the parameter T

For the transverse frame, the form No. 3 with an oscillation period of 0.37 s was found to be the most suitable. Fig. 6 shows the vibration forms 1–4 of the damaged frame.

The integration time was assumed to be four seconds in both cases. For an elimination time of 0.037 s, the integration step was assumed to be 0.005 s. For an elimination time of 0.01 s, the integration step was assumed to be 0.002 s. Different integration steps were taken from the consideration that they should be several times shorter than the element elimination time. Integra-



tion coefficients were proposed by the program and assumed to be:  $\alpha = 0.25$ ;  $\beta = 0.5$ .

#### **RESEARCH RESULTS**

For the analysis and comparison of calculation results, the forces and displacements in the elements that are most affected by local failure have been selected. These include:

- moving the assembly above the damaged prop;
- forces in the struts adjacent to the damaged one;
- forces in the rack over the damaged element;

Type of calculation	Displacement of the assembly over the damaged prop, mm	Longitudinal forces in neighbouring props, kN	Longitudinal forces in the rack above the damaged element, kN	Moment in ledger over damaged element, kNm
Linear static calculation	-48.2	-2,476	-47.99	-613.8
Linear quasi-static pulldown analysis	-84.3	-3,344	1,150	-1,060.5
Linear quasi-static pushdown analysis	-80.5	-4,087	-48.24	-1,188.5
Non-linear static calculation	-48.7	-2,478	-48.17	-611.8
Non-linear quasi-static pulldown analysis	-84.5	-3,346	1,148	-1,055.9
Non-linear quasi-static pushdown analysis	-80.7	-4,090	-50.45	-1,183.7

Table 2. Results of static and quasi-static calculations



Fig. 7. Dependence of movement of node No. 7 in the dynamic calculation for an elimination time of 0.01 s

• momentum in the waler above the damaged element.

The analysis of the results showed that the static calculation yields significantly less force and displacement than the quasi-static calculation (Table 2). Comparison of the linear and non-linear calculation results showed little difference between the static and quasistatic variants. Thus, in contrast to the requirements of the regulations for a mandatory non-linear calculation, a linear calculation is sufficient for the frame in question.

A marked difference is found between the two quasi-static variants of the calculation. In the pulldown analysis, the element above the element to be removed experiences a strong tensile force due to the application of an additional force in the local fracture zone. This nature does not correspond to the actual performance of the element, which is a notable disadvantage of the pulldown calculation.

The displacements obtained by the pulldown and pushdown analyses are close in magnitude, with a relative difference of 4.2 %. The longitudinal forces in the adjacent props obtained by these methods differ by 20 %, while the moments in the ledgers differ by 5.1 %.

Analysis of the results of dynamic calculations showed a significant change in displacements and forces over time. To assess the development of the oscillation process, the dependences of displacements and forces in the elements of the damaged frame are considered. It was found that over time, the oscillations attenuate, and the values of displacements and forces acquire values characteristic of the static operation of the damaged structure. Maximum forces and displacements were observed immediately after exclusion of an element from the calculation scheme. The nature of the obtained numerical results confirmed the correct choice of integration time for the complete damping of vibrations. The oscillations stopped within 4 s. Fig. 7 shows the dependence of vertical displacement of node No. 7, located above the element to be removed, for an exclusion time of 0.01 s.

The results of the dynamic calculations are presented in Table 3.

For the frame in question, the forces and displacements derived from the dynamic calculation depend little on the exclusion time in the range of 0.01 to 0.037 s. The difference in forces and displacements does not exceed 1 %. A noticeable difference is observed only for the column above the damaged one, where the compressive longitudinal force at an exclusion time of 0.01 s is 7 % higher in absolute value than at an exclusion time of 0.37 s.

The forces and displacements calculated quasistatically for most elements are 18 % greater than

Table 3. Results of dynamic analysis

Displacement of Longitudinal Longitudinal forces Moment in ledger the assembly over forces in in the rack above Type of calculation over damaged the damaged prop, neighbouring the damaged element, element, kNm mm props, kN kN Linear dynamic calculation with element -71.6-3,331 -6.3 -962.6 elimination time 0.1T(0.037 s) Linear dynamic -72.1-968.3 calculation with element -3,329 -65.8 elimination time 0.01 s

the dynamic forces. The deflection of the node over the removed support, calculated quasi-statically, is 10 % greater than the dynamic deflection. For the column above the removed column, the dynamic forces are almost 1.4 times greater than the quasi-static calculation.

The difference in forces obtained dynamically and quasi-statically has generally little effect on the final design solution of most frame elements. The exception to this is the column above the removed column where, according to the pulldown analysis, significant tensile forces occur, which would require excessive tensile reinforcement in the design of the reinforced concrete frame. For steel columns this is less dangerous as it is initially subjected to a force of -1,520 kN and its cross-section is determined by compression rather than tension.

The design of real objects with assessment of strength and stability of frame elements using ACs implementing normative calculation modules is rationally performed by quasi-static methods with refined dynamism coefficients. Quasi-static methods allow designing complex structural systems with a large number of loads with less work. Successful application of quasi-static methods requires refinement of dynamism coefficients and development of selection criteria between pulldown and pushdown analysis, which will provide reliable results for calculations in quasi-static formulation.

#### CONCLUSIONS

The selection of the local impact scenario and the calculation method for resistance to progressive collapse is not sufficiently defined in the current normative and technical documentation.

Quasi-static calculation methods at  $k_{dyn} = 2$  give up to 18 % higher forces and 10 % higher displacements than in the dynamic formulation.

The forces and displacements resulting from the calculation in the dynamic formulation, with an exclusion time of 0.1T (*T* is the period of the dangerous form of vibration of the damaged structure) for a multi-storey frame were less than with an exclusion time of 0.01 s (instantaneous removal of an element).

Pulldown analysis gives the distorted dynamic strength of some of the elements adjacent to the local collapse, changing the nature of the forces in them, which can affect the structural design of the building.

The results of the pushdown analysis correlate better than the results of the pulldown analysis with the results of the dynamic calculations within this task.

Geometric non-linearity in the calculation of multistorey frames has no significant effect on the magnitude of displacements and forces in the structure.

For practical use in the design of complex structural systems with a large number of loads, it is rational to use quasi-static calculation with refined values of dynamism coefficients.

#### REFERENCES

1. Berger M.P. The strength of steel trusses depends on the time of local destruction : dissertation ... candidate of technical sciences. Moscow, 2020; 186. (rus.).

2. Tusnina O.A. The choice of emergency situations when calculating the progressive collapse of an industrial building. *Industrial and Civil Engineering*. 2021; 9:60-65. DOI: 10.33622/0869-7019.2021.09.60-65 (rus.).

3. Nazarov Y.P., Gorodetsky A.S., Simbirkin V.N. About a problem of survivability support of building structures subjected to emergency actions. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2009; 4(225):5-9. (rus.).

4. Drobot D.Yu. *Possible methods of analysis for progressive collapse : tutorial*. Moscow, 2020; 264. (rus.).

5. Perelmuter A.V., Kabantsev O.V. On methods of computational analysis in case of sudden failure of a carrier system element : report. *Seminar SCAD-Soft*. 2019. (rus.).

6. Bondarev Yu.V., Talantov I.S. Approaches to solving the problem of a sudden elements removal from the bar system. *Bulletin of Civil Engineers*. 2014; 2(43):48-52. (rus.).

7. Grachev V.Yu., Vershinina T.A., Puzatkin A.A. *Disproportionate destruction. Comparison of calculation methods.* Yekaterinburg, Azhur, 2010; 81. (rus.). 8. Tusnin A.R., Berger M.P. Dynamic coefficients for calculating a damaged farm. *Theory and practice of calculation of buildings, structures and structural elements. Analytical and numerical methods : collection of reports and abstracts of the International Scientific and Practical Conference dedicated to the 90th anniversary of the birth of Professor N.N. Leontiev and the 110th anniversary of the birth of Professor V.Z. Vlasov.* 2017; 87-89. (rus.).

9. Tusnin A. Analysis of dynamic coefficients for damage to the middle support of two-span and three-span continuous beams. *MATEC Web of Conferences*. 2017; 117:00173. DOI: 10.1051/matecconf/201711700173

10. Geniev G.A. On the evaluation of dynamic effects in rod systems made of brittle materials. *Concrete and Reinforced Concrete*. 1992; 9:25-27. (rus.).

11. Kolchunov V., Fedorova N. Current problems of reinforced concrete structural systems survivability at emergency impacts. *Bulletin of Science and Research Center Construction*. 2018; 1(16):115-119. (rus.).

12. Krasnoschekov Yu.V., Melnikova S.O., Ekimov A.A. Vitality high-rise building with svjaseva frames. *The sRussian Automobile and Highway Industry Journal*. 2016; 2(48):100-104. DOI: 10.26518/2071-7296-2016-2(48)-100-104 (rus.). 13. Krasnoshchekov Yu.V. Calculation of a frame building for progressive collapse in case of an emergency failure of a column. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2017; 1(270):54-58. (rus.).

14. Yeremeyev P.G., Lebedeva I.V. Monitoring and analysis of regulatory documents on the design of structures with due regard for the progressive collapse. *Industrial and Civil Engineering*. 2021; 12:15-21. DOI: 10.33622/0869-7019.2021.12.15-21 (rus.).

15. Vedyakov I.I., Eremeev P.G., Odesskiy P.D., Popov N.A., Solovyev D.V. Regulatory requirements for the design of building structures for progressive collapse. *Industrial and Civil Engineering*. 2019; 4:16-24. DOI: 10.33622/0869-7019.2019.04.16-24 (rus.).

16. Perel'muter A.V. Structural reliability requirements. *Vestnik of Tomsk state university of architecture and building*. 2015; 1:81-101. (rus.).

17. Ellingwood B.R., Smilowitz R., Dusenberry D.O., Duthinh D., Lew H.S., Carino N.J. *Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings*. USA, NISTIR, 2007. DOI: 10.6028/nist.ir.7396

18. Kudishin Yu.I. Conceptual problems of survivability of building structures. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2009; 2(spec.):28-36. (rus.).

19. Travush V.I., Kolchunov V.I., Klyueva N.V. Some directions of development of survivability theory of structural systems of buildings and structures. *Industrial and Civil Engineering*. 2015; 3:4-11. (rus.).

20. Danilov A.I. The concept of managing the process of destruction of a construction object. *In-dustrial and Civil Engineering*. 2014; 8:74-77. (rus.).

21. Travush V.I., Kolchunov V.I., Leont'yev E.V. Protection of buildings and structures against progressive collapse within the framework of legislative and regulatory requirements. *Industrial and Civil Engineering*. 2019; 2:46-54. DOI: 10.33622/0869-7019.2019.02.46-54 (rus.).

22. Kandil K.S., Ellobody E.A.E.F., Eldehemy H. Progressive collapse of steel frames. *World Journal of Engineering and Technology*. 2013; 01(03):39-48. DOI: 10.4236/wjet.2013.13007

23. Kolchunov V.I., Emal'yanov S.G. et al. *Designing measures to protect buildings and structures from progressive collapse : methodological guide*. Moscow, 2018. (rus.).

24. Kelasyev N.G., Trekin N.N., Kodysh E.N. et al. *Handbook on the design of measures to protect buildings and structures from progressive collapse. Part 2.* Moscow, 2020. (rus.).

Received April 6, 2022. Adopted in revised form on April 10, 2023. Approved for publication on April 24, 2023.

> BIONOTES: Andrey D. Semashkin — postgraduate student of the Institute of Industrial and Civil Engineering; Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; asemashkin@list.ru;

> Alexander R. Tusnin — Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, Professor of the Department of Metal and Wooden Structures, Director of the Institute of Industrial and Civil Engineering; Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 455914, Scopus: 6507367654, ORCID: 0000-0002-9997-9436; TusninAR@mgsu.ru;

> Maria P. Berger — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor of the Department of Metal and Wooden Structures; Moscow State University of Civil Engineering (National Research University) (MGSU); 26 Yaroslavskoe shosse, Moscow, 129337, Russian Federation; ID RSCI: 927136, Scopus: 57192100982, ResearcherID: AAG-2520-2022, ORCID: 0000-0001-8906-9298; bergermp@mgsu.ru.

*Contribution of the authors: all authors made an equal contribution to the preparation of the paper. The authors declare that there is no conflict of interest.*