



ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА СТАЛЬНЫХ КАРКАСОВ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ НА ПРОГРЕССИРУЮЩЕЕ ОБРУШЕНИЕ КВАЗИСТАТИЧЕСКИМ МЕТОДОМ

Е.Р. Кирколуп ✉, И.В. Харламов

Алтайский государственный технический университет им. И.И. Ползунова,
г. Барнаул, Россия

✉ ответственный автор
kirkolup@mail.ru

АННОТАЦИЯ

Введение. В соответствии с законодательством Российской Федерации и действующей нормативной документацией при проектировании зданий и сооружений повышенного уровня ответственности необходимо производить расчет на прогрессирующее обрушение, вызванное вследствие возникновения аварийной ситуации. Выделяют четыре метода анализа зданий и сооружений на прогрессирующее обрушение: линейно-упругий статический (квазистатический), нелинейный статический, линейно-упругий динамический, нелинейный динамический. Считается, что наиболее эффективной будет являться комплексная процедура анализа с использованием всех четырех методов, но такой комплексный анализ дает определенную нагрузку на инженера-конструктора, поэтому целесообразней всего применять какой-то один метод. В данной статье описаны особенности расчета металлических конструкций на прогрессирующее обрушение квазистатическим методом.

Материалы и методы. В качестве исследуемого объекта был взят отсек производственного здания с повышенным классом ответственности. Статический расчет пространственной схемы и конструктивный расчет элементов каркаса выполнялся в программе Лира 10.12. В работе на примере исследуемого объекта проанализировали три варианта перехода от первичной расчетной схемы к вторичной. Кроме того, дополнительно рассмотрели еще два варианта, которые не подразумевают удаления из расчетной схемы несущих элементов после отказа их работы.

Результаты. Несмотря на то, что для выбранных колонн при проверке на прогрессирующее обрушение получились неоднозначные результаты по полным перемещениям узлов, примыкающих к удаляемым (раскрепляемым) в результате особого воздействия нижним концом колонн и что некоторые элементы не прошли проверку на РСУ, данную расчетную схему следует считать устойчивой к прогрессирующему обрушению.

Обсуждение и заключение. Используемые варианты расчета на прогрессирующее обрушение квазистатическим методом при проверке расчетной схемы на РСУ дают практически совпадающие результаты. Отличие вариантов расчета, где использовалось удаление частей элементов, в которых происходит отказ их работы, от вариантов, где использовалось раскрепление данных элементов, составило 2-3%.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: металлические конструкции, прогрессирующее обрушение, квазистатический метод, расчетная модель, особые сочетания нагрузок

БЛАГОДАРНОСТИ: авторы выражают благодарность редакции журнала «Вестник СибАДИ» и особую благодарность рецензентам статьи.

Статья поступила в редакцию 11.09.2023; одобрена после рецензирования 18.11.2024; принята к публикации 16.12.2024.

Все авторы прочитали и одобрили окончательный вариант рукописи.

Прозрачность финансовой деятельности: авторы не имеют финансовой заинтересованности в представленных материалах и методах. Конфликт интересов отсутствует.

Для цитирования: Кирколуп Е.Р., Харламов И.В. Особенности расчета стальных каркасов одноэтажных производственных зданий на прогрессирующее обрушение квазистатическим методом // Вестник СибАДИ. 2024. Т. 21, № 6. С. 948-959. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2024-21-6-948-959>

© Кирколуп Е.Р., Харламов И.В., 2024



Контент доступен под лицензией
Creative Commons Attribution 4.0 License.

Original article
DOI: <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2024-21-6-948-959>
EDN: QGLNSJ

CALCULATION OF STEEL FRAMES IN SINGLE-STOREY INDUSTRIAL BUILDINGS FOR PROGRESSIVE COLLAPSE BY THE QUASI-STATIC METHOD

Evgenij R. Kirkolup ✉, **Ivan V. Kharlamov**
I.I. Polzunov Altai state technical university,
Barnaul, Russia
✉ corresponding author
kirkolup@mail.ru

ABSTRACT

Introduction. According to the legislation of the Russian Federation and the current regulatory documentation, when designing buildings and structures of high consequences, it is necessary to make calculations for a progressive collapse caused by an emergency situation. There are four methods of analyzing buildings and structures for progressive collapse: linear-elastic static (quasi-static) method; nonlinear static method; linear-elastic dynamic method; and nonlinear dynamic method. A comprehensive analysis procedure with the use of all four methods is considered to be most effective, but such a comprehensive analysis requires additional work of the design engineer, therefore it is of practical importance to use one of the analysis methods mentioned above. This article describes the peculiarities of calculating metal structures for progressive collapse using the quasi-static method.

Materials and methods. A compartment of an industrial building of high consequences class was taken as the object under study. The static calculation of the spatial scheme and the constructive calculation of the frame elements were performed in the Lira 10.12 program. Within the object under the study, we analyzed three options for the transition from the primary design scheme to the secondary one. In addition, we considered two more options that do not imply the removal of load-bearing elements from the design scheme after their failure.

Results. Despite the fact that, when checking the selected columns for progressive collapse, we obtained ambiguous results for complete movements of nodes adjacent to the lower ends of the columns being removed (loosened) as a result of special impact, and some elements were not checked for design combination of forces, this calculation scheme should be considered resistant to progressive collapse.

Discussion and conclusions. The calculation options used for progressive collapse analysis by the quasi-static method, when checked for design combination of forces, have shown identical results. The difference between the calculation options based on removing parts of the elements in which their operation fails, and the options based on unbinding these elements, has been about 2-3%.

KEYWORDS: metal structures, progressive collapse, quasi-static method, analysis model, special load combinations

The article was submitted: 11.19.2024 approved after reviewing: 18.11.2024; accepted for publication: 16.12.2024.

All authors have read and approved the final manuscript.

Financial transparency: the authors have no financial interest in the presented materials or methods. There is no conflict of interest.

For citation. Kirkolup E.R., Kharlamov I.V. Calculation of steel frames in single-storey industrial buildings for progressive collapse by the quasi-static method. *The Russian Automobile and Highway Industry Journal.* 2024; 21 (6): 948-959. <https://doi.org/10.26518/2071-7296-2024-21-6-948-959>

© Kirkolup E.R., Kharlamov I.V., 2024



Content is available under the license
Creative Commons Attribution 4.0 License.

ВВЕДЕНИЕ

В соответствии с законодательством Российской Федерации и действующей нормативной документацией при проектировании зданий и сооружений повышенного уровня ответственности необходимо производить расчет на прогрессирующее обрушение, вызванное вследствие возникновения аварийной ситуации [1]. Аварийная ситуация может возникнуть как от непредусмотренных нормальной эксплуатацией воздействий (взрыв, пожар, сейсмическое воздействие и др.), так и от ошибок проектирования, низкого качества материалов и конструкций, дефектов изготовления конструкций и монтажа, неправильной эксплуатации, приводящих к отказам [2, 3, 4]. Вероятность разрушения здания всегда существует, и сделать ее нулевой не представляется возможным. К тому же попытки приблизить вероятность разрушения здания к нулю приводят к значительному росту стоимости строительства [5, 6]. В научной литературе выделяют четыре метода анализа зданий и сооружений на прогрессирующее обрушение: линейно-упругий статический (квазистатический), нелинейный статический, линейно-упругий динамический, нелинейный динамический¹ [3, 4, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15]. При этом исследователи приходят к выводу, что наиболее эффективной будет являться комплексная процедура анализа с использованием всех четырех методов, т.к. каждый из них имеет свои преимущества и недостатки. Но такая постановка проведения анализа на прогрессирующее обрушение дает определенную нагрузку на инженера-конструктора, поэтому целесообразней всего применять какой-то один метод анализа, что не противоречит СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения» (с изменениями). В связи с этим целью данной работы было исследование особенностей расчета стального каркаса одноэтажного производственного здания на прогрессирующее обрушение квазистатическим методом. Основной задачей исследования являлся выбор вариантов реализации квазистатического метода на предмет простоты их реализации и применимости для расчета на прогрессирующее обрушение.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

В качестве исследуемого объекта был взят отсек производственного здания (рисунок 1) с повышенным классом ответственности (КСЗ), размерами в плане 96 x 12 м и минимальной высотой до низа стропильных конструкций здания от уровня чистого пола – 13,94 м. Каркас зданий – стальной, рамно-связевого типа. Стойки выполнены из прокатных и сварных двутавров. Все стойки жестко сопряжены с фундаментами. Ригелями отсека являются стропильные фермы из профильных труб и двутавровые балки покрытия. Схема сопряжения ферм и балок с колоннами принята шарнирной. По фермам и балкам покрытия уложены стальные прогоны из горячекатаных двутавров. На прогоны опирается стальной профилированный настил. В рассматриваемом отсеке имеется грузоподъемное крановое оборудование – мостовые краны грузоподъемностью 15 т (режим работы кранов 5К). Геометрическая неизменяемость здания обеспечивается собственной жесткостью элементов каркасов, жестким сопряжением колонн с фундаментами, системой вертикальных и горизонтальных связей, а также жестким диском покрытия. В качестве конструктивного мероприятия по предотвращению прогрессирующего обрушения для одноэтажного каркаса здания по продольным рядам колонн предусмотрены подстропильные неразрезные балки, обеспечивающие перераспределение усилий после локального разрушения одного из несущих элементов каркаса. В условиях нормальной работы конструкций элементы подстропильных балок воспринимают опорное давление от стропильных конструкций и выполняют функции распорок по колоннам.

Статический расчет пространственной схемы и конструктивный расчет элементов каркаса производился в программе Лира 10.12. При расчете действия постоянных и временных нагрузок на пространственную схему использовали нормативное значение ветровой нагрузки ($0,38 \text{ кН/м}^2$ – III ветровой район по СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*», карта 2 прил. Е) и нормативное значение веса снегового покрова ($1,55 \text{ кН/м}^2$ – III снеговой район по СП 20.13330.2016, таблица К.1 прил. К).

¹ Шикова В.А., Фролова Е.В., Володченко Д.Г., Абу-Хасан М.С. Особенности и порядок расчетов на защиту от прогрессирующего обрушения // Инновационные технологии в строительстве и геоэкологии: материалы IX Международной научно-практической интернет-конференции, Москва, 1–3 июня 2022 года. 2022. С. 59–63.

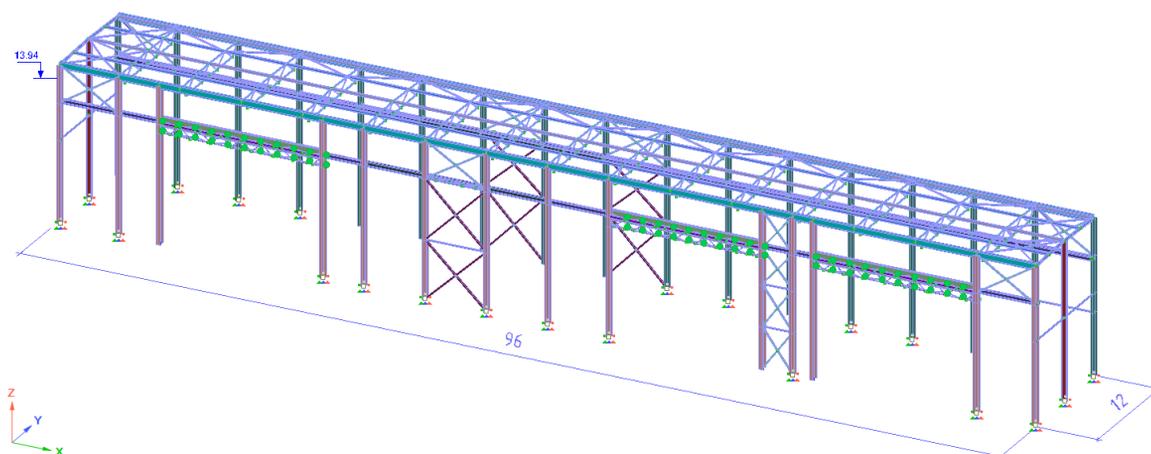


Рисунок 1 – Общий вид модели исследуемого здания
Источник: составлено авторами.

Figure 1 – General view of the analyzed building model
Source: compiled by the authors.

Кроме этого, в качестве постоянно действующих нагрузок использовали нагрузку от собственного веса конструкций (задавалась автоматически на основе применяемых в схеме материалов и сечений), нагрузку от покрытия отсека (нормативное значение $0,41 \text{ кН/м}^2$) и нагрузку от веса стенового ограждения ($0,39 \text{ кН/м}^2$). Дополнительно в качестве временных нагрузок использовали технологическую нагрузку от инженерных коммуникаций на уровне покрытия ($0,49 \text{ кН/м}^2$) и крановые нагрузки, рассчитанные исходя из технических характеристик используемых кранов. Расчет крановых нагрузок производили в соответствии с п. 9 СП20.13330.2016. Коэффициент сочетания при одновременной работе двух кранов выбирали равным $0,85$, а при учете четырех кранов – $0,7$. Таким образом, максимальное значение нормативной вертикальной крановой нагрузки от действия двух кранов при их максимальном сближении получили равным 140 кН , а от четырех кранов – 294 кН . Максимальные горизонтальные крановые нагрузки при торможении вдоль кранового пути для двух кранов – 9 кН , для четырех – 27 кН . Горизонтальные крановые нагрузки при торможении поперек кранового пути для двух кранов – 11 кН , для четырех – 15 кН . Расчетные значения используемых нагрузок получали исходя из рекомендаций СП20.13330.2016 с учетом соответствующих коэффициентов по нагрузке.

При расчете на прогрессирующее обрушение в соответствии с разделом 6 СП 385.113258000.2018 коэффициенты надежности по нагрузке (γ_f), коэффициенты сочетаний нагрузок, коэффициент надежности по ответственности (γ_n) принимаются равным 1 . Расчет защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения следует выполнять на особое сочетание нагрузок, включающее постоянные и длительные временные нагрузки, в том числе пониженные значения кратковременных нагрузок, с учетом изменения расчетной схемы здания и сооружения в результате локального разрушения. Пониженные значения кратковременных нагрузок от оборудования, людей, животных, складироваемых материалов и изделий, транспортных средств определяли умножением их нормативных значений на коэффициент $0,35$; снеговых нагрузок – умножением их нормативных значений на коэффициент $0,5$. Пониженные значения крановых нагрузок определяли умножением нормативного значения вертикальной нагрузки от одного крана в каждом пролете здания на коэффициент $0,5$ – для групп режима работы кранов 5К. В качестве особой нагрузки, согласно п. 5.6 СП 20.13330.2016, приняли нагрузку от столкновений транспортных средств с частями сооружения, а именно с колоннами. В расчете принимали наихудший вариант – отказ работы несущей колонны. Дополнительно рассматривали ситуацию обрушения колонны из-за просадки основания под фундаментом.

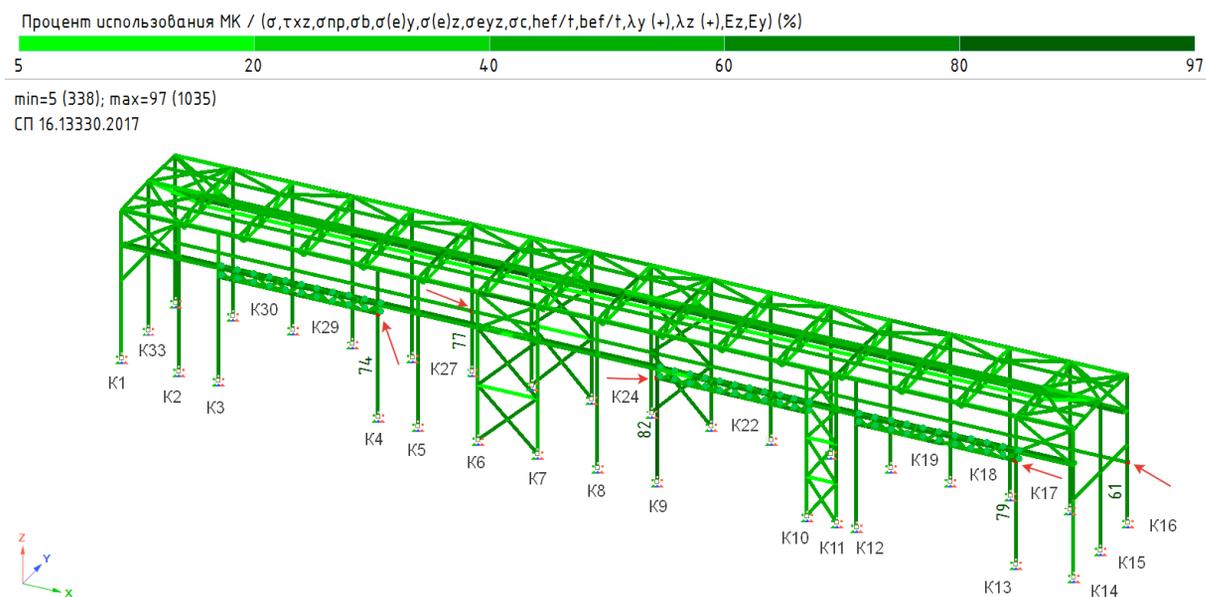


Рисунок 2 – Первичная расчетная схема исследуемого объекта. Цифрами на схеме показаны проценты использования несущей способности в конструкции наиболее нагруженных металлических колонн (показаны стрелками)
Источник: составлено авторами.

Figure 2 – The primary calculation scheme of the analyzed object. The figures in the diagram show the percentages of load-bearing capacity in the construction of the most loaded metal columns (shown by arrows)
Source: compiled by the authors.

При программной реализации квазистатического метода до сих пор нет четкой регламентации. Описанная в п.8.1 СП 385.113258000.2018 методика расчета в статической постановке тоже жестко не регламентирует порядок перехода от первичной расчетной схемы к вторичной расчетной схеме. В связи с этим как в научной литературе, так и среди инженеров-расчетчиков существуют различные варианты реализации квазистатического метода^{2,3} [3, 16, 17].

В данной работе для исследуемого объекта проанализировали три варианта перехода от первичной расчетной схемы к вторичной. Кроме того, дополнительно рассмотрели еще два варианта, которые не подразумевают удаления из расчетной схемы несущих элементов после отказа их работы.

Вариант 1. Проводится расчет первичной расчетной схемы и определяется напряжен-

но-деформированное состояние в элементах конструктивной системы при условии нормальной эксплуатации (рисунок 2). Затем определяется самый нагруженный элемент и удаляется из расчетной схемы. После этого выполняется расчет вторичной расчетной схемы^{2,3} [16, 17].

Вариант 2. Проводится расчет первичной расчетной схемы. Определяется самый нагруженный (удаляемый) элемент схемы. После этого к верхнему узлу удаляемого элемента (рисунок 3, а) прикладывается нагрузка, равная вертикальному усилию в элементе и направленная вертикально вниз, т.е. осуществляется обнуление усилий взаимодействия между остающейся частью и удаляемым элементом расчетной схемы [3]. Затем удаляется выбранный элемент и выполняется расчет вторичной расчетной схемы.

² Быстров Н.С. Сравнительный анализ методов расчета ферменного железнодорожного моста на устойчивость к прогрессирующему обрушению // Железнодорожный транспорт и технологии: сборник трудов Международной научно-практической конференции, Екатеринбург, 29–30 ноября 2022 года. 2023. С. 113–117.

³ Ягнюк Б.Н. Расчет каркасов зданий на прогрессирующее обрушение // Архитектурно-строительный комплекс: проблемы, перспективы, инновации: сборник статей Международной научной конференции, посвященной 50-летию Полоцкого государственного университета, Новополоцк, 5–6 апреля 2018 года. 2018. С. 116–122.

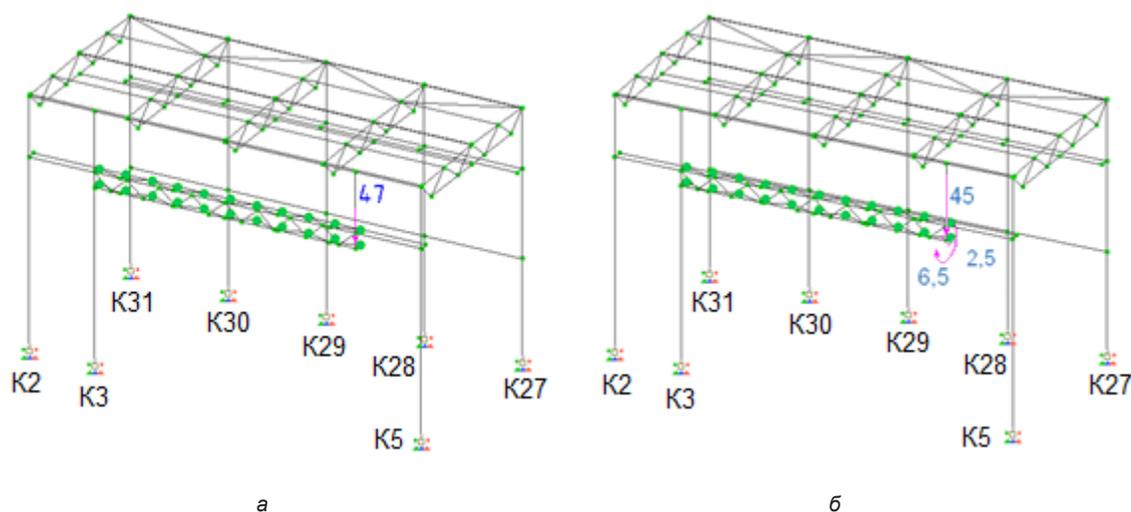


Рисунок 3 – Схема приложения нагрузок, при выключении подкрановой части колонны K4:
а – вариант 2; б – вариант 3
Источник: составлено авторами.

Figure 3 – The load application scheme, with the crane part of the column K4 off:
a – variant 2, b – variant 3
Source: compiled by the authors.

Вариант 3. Проводится расчет первичной расчетной схемы. Определяется самый нагруженный (удаляемый) элемент схемы. После этого к верхнему узлу удаляемого элемента (рисунок 3, б) прикладываются нагрузки и моменты, равные усилиям и моментам в элементе и взятые со знаком минус, т.е. осуществляется освобождение от связей удаляемого элемента² [3, 17]. Затем удаляется выбранный элемент и выполняется расчет вторичной расчетной схемы.

Вариант 4. Аналогичен варианту 1. Отличие заключается в том, что элемент не удаляется из расчетной схемы, а раскрепляется один из его концов, что должно приближать расчетную аварийную ситуацию к реальной.

Вариант 5. Аналогичен варианту 3, только вместо удаления элемента раскрепляется один из его концов.

РЕЗУЛЬТАТЫ

Сравнение результатов расчета первичной расчетной схемы и вторичных расчетных схем, реализованных рассматриваемыми вариантами, проводили по перемещениям узлов (обозначены стрелками на рисунке 2), примыкающих к удаляемым (раскрепляемым) в результате особого воздействия элементам, и по проверке конструктивных элементов на расчетное сочетание усилий (PCY). Для получения вторичных расчетных схем выбирались наиболее нагруженные элементы нижней части угловых и рядовых колонн, т.к. наиболее возможным и опасным является именно повреждение колонн на участках их опирания на фундамент. Результаты расчетов приведены в таблице.

Таблица
Результаты расчета исследуемого объекта на прогрессирующее обрушение
 Источник: составлено авторами.

Table
Results of calculating the analyzed object for progressive collapse
 Source: compiled by the authors.

Элемент ¹	Первичная схема		Вариант 1		Вариант 2		Вариант 3		Вариант 4		Вариант 5	
	Δ^2 , мм	% ³	Δ , мм	PCY								
K4	18	74	22	П ⁴	20	П	26	П	22	П	25	П
K9	18	82	23	Н ⁵	21	Н ⁵	29	Н ⁵	23	Н ⁵	29	Н ⁵
K13	16	79	21	Н ⁵	19	Н ⁵	26	Н ⁵	21	Н ⁵	26	Н ⁵
K16	6,1	61	32	Н ⁶	62	Н ⁶	62	Н ⁶	37	Н ⁶	67	Н ⁶
K27	4,1	77	12000	Н ⁷	12000	Н ⁷	24000	Н ⁷	12000	Н ⁷	24000	Н ⁷

¹ Исключаемый элемент при переходе от первичной расчетной схемы к вторичной.
² Δ – полное линейное перемещение рассматриваемого узла.
³ % – максимальный процент использования конструктивного элемента в исходной схеме.
⁴ П – конструктивные элементы проходят проверку на PCY.
⁵ Н⁵ – конструктивные элементы не проходят проверку на PCY по I предельному состоянию (I ПС).
⁶ Н⁶ – конструктивные элементы не проходят проверку на PCY по II предельному состоянию (II ПС).
⁷ Н⁷ – конструктивные элементы не проходят проверку на PCY по I ПС и по II ПС.

Из таблицы видно, что при расчете на прогрессирующее обрушение только в случае отказа работы нижней части колонны K4 расчетная схема проходит проверку на PCY вне зависимости от используемого варианта расчета. Все остальные рассматриваемые отказы колонн приводят к тому, что некоторые элементы расчетной схемы не проходят проверку на PCY либо по I ПС, либо по II ПС, либо и по I ПС и по II ПС. При этом в некоторых случаях процент использования несущей способности (ПИНС) элементов в конструкции не превышал 110%, т.е. работа таких элементов до конца не определена, и считать в данном случае, что расчетная схема подвержена прогрессирующему обрушению, преждевременно, без проведения дополнительного анализа схемы с учетом нелинейности материалов элементов. Так, к примеру, при расчете отказа работы нижней части колонны K9 только один элемент расчетной схемы (опора подкрановой балки на колонне K10) не прошел проверку по первому предельному состоянию, а именно: не было обеспечено условие прочности по касательным напряжениям, ПИНС составил ~110%. Следует отметить, что в зависимости от используемого варианта расчета ПИНС элемента в конструкции при проверке на PCY был различным. При использовании вариантов 1, 2 и 3 расчета (нижняя часть колонны удаляется из расчетной схемы) ПИНС опоры

в расчетной схеме равнялся 110%. А при использовании вариантов 4 и 5 расчета (нижняя часть колонны раскреплялась и оставалась в расчетной схеме) ПИНС был больше – 113%. Аналогичная ситуация наблюдалась при расчете отказа работы нижней части колонны K13. В данном случае два элемента расчетной схемы (опора подкрановой балки на колонне K12 и нижняя часть колонны K12) не прошли проверку по первому предельному состоянию. Нижняя часть колонны K12 не прошла расчет по устойчивости внецентренно-сжатых элементов из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости, ПИНС равнялся 104% для всех вариантов расчета. Для опоры подкрановой балки на колонне K12 не обеспечивалось условие прочности по касательным напряжениям, ПИНС элемента для вариантов расчета 1, 2, 3 составлял 106%, а для вариантов 4 и 5 – 109%. При расчете отказа работы нижней части колонны K16 не прошли проверку пять элементов расчетной схемы – четыре опоры подкрановой балки и элемент крановой балки вблизи K16. Но так как проверка на PCY у данных элементов не прошла только по второму предельному состоянию, то в данном случае следует считать, что условие устойчивости к прогрессирующему обрушению выполняется, потому что предельные значения по второму предельному состоянию для аварийных ситуаций не регламентируются [1, 17].

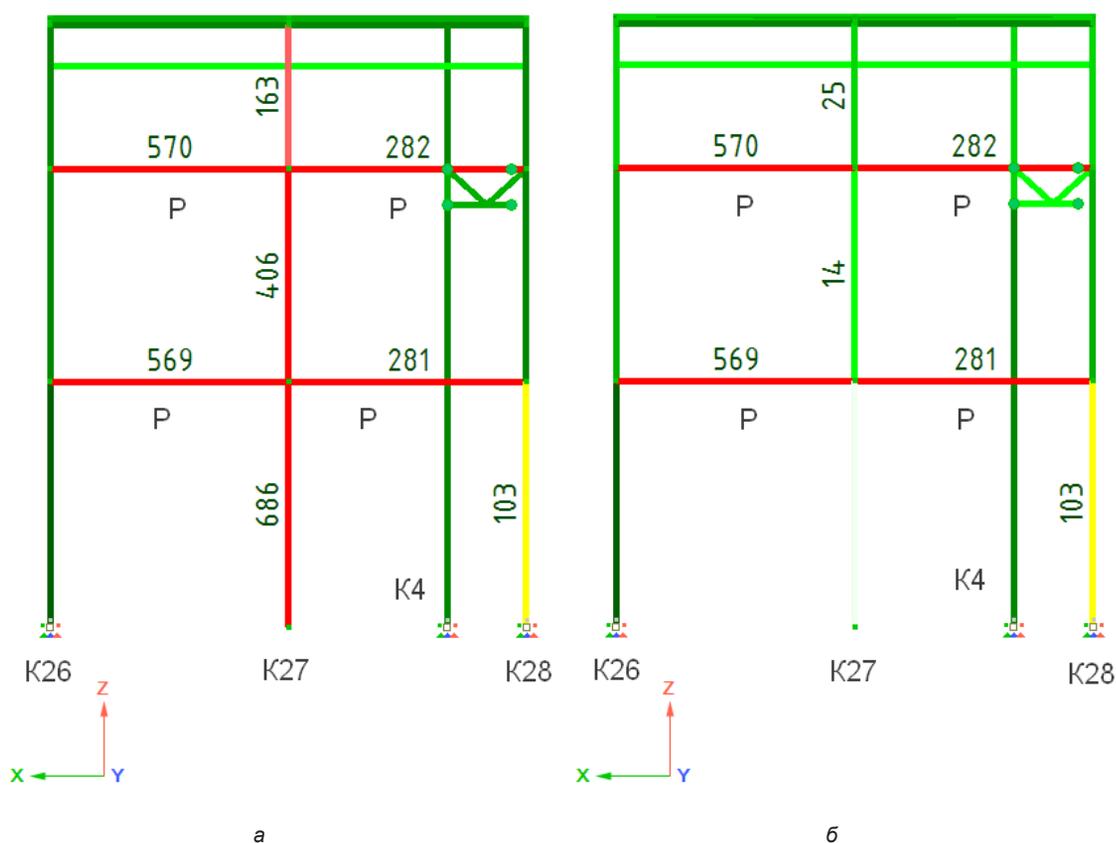


Рисунок 4 – Результаты проверки вторичной схемы на РСУ в случае раскрепления колонны K27 (вариант 5):
 а) по I ЛС и по II ЛС;
 б) по I ЛС

Источник: составлено авторами.

Figure 4 – The secondary circuit for DCF checking results in the case of the K27 column unlocking (variant 5):
 a) according to the I LS and II LS,
 b) according to I LS
 Source: compiled by the authors.

Иная ситуация наблюдалась при расчете отказа работы нижней части колонны K27. В данном случае во вторичной расчетной схеме уже порядка десяти элементов не проходили расчет либо по первому предельному состоянию, либо по второму. В основном это горизонтальные связевые элементы Р и колонна K28 (рисунок 4, а). Если не брать во внимание расчетные значения по второму предельному состоянию для аварийных ситуаций, то число анализируемых элементов, не прошедших проверку по первому предельному состоянию, сокращается вдвое. Для связевых элементов не обеспечивалось условие прочности по касательным напряжениям, при этом ПИНС некоторых связевых элементов в конструкции превышал 500% (рисунок 4, б). Для колонны K28 не обеспечивалось условие по устойчи-

вости внецентренно-сжатых элементов из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости, превышение составляло 1% при вариантах расчета 1, 2, 3 и 3% при вариантах расчета 4, 5. Следует отметить, что для данной расчетной схемы при расчете на прогрессирующее обрушение, а именно при удалении нижней части одной из рассматриваемых колонн, результаты проверок на РСУ совпадали между собой для вариантов 1, 2 и 3 расчета. Также совпадали между собой результаты проверок вариантов 4 и 5. При этом расчетные полные перемещения рассматриваемых узлов отличались в зависимости от вариантов расчета.

Сравнивая результаты расчета по полным перемещениям узлов (Δ), примыкающих к удаляемым (раскрепляемым) в результате особо-

го воздействия элементам, установили, что Δ вторичных расчетных схем превосходит Δ первичной расчетной схемы при отказе работы нижних частей колонн K4, K9, K13 на 10–38%, K16 – на 80–91%, а при отказе работы нижней части колонны K27 – более чем в 1000 раз. Различались Δ и при использовании вариантов расчета вторичных расчетных схем. К примеру, при применении варианта 2 расчета в случае отказа работы нижних частей колонн K4, K9, K13 получили Δ меньше, чем при использовании варианта 1 на 9–10%. В случае отказа K16 Δ , рассчитанное по варианту 2, наоборот, превосходило Δ , рассчитанное по варианту 1, практически в 2 раза, а при отказе K27 полные перемещения узлов, рассчитанные по вариантам 1 и 2, были равны. Если сравнивать между собой результаты расчета по вариантам 1 и 3, то видим, что Δ , рассчитанное по варианту 3, превосходило Δ , рассчитанное по варианту 1, в случае отказа работы нижних частей колонн K4, K9, K13 на 19–21%, колонн K16, K27 – практически в 2 раза. Примерно такие же отличия полных перемещений узлов наблюдались при расчете по варианту 5 в сравнении с вариантом 4. Заметим, что результаты расчета Δ с использованием вариантов 1 и 4 практически совпадали, отличие наблюдалось при расчете отказа колонны K16 на 14%. Также совпадали результаты расчета Δ с использованием вариантов 3 и 5, отличия наблюдались при расчете отказа колонн K4 и K16 на 4 и 7% соответственно. Подобное совпадение свидетельствует о применимости предложенных вариантов расчета, т.е. при моделировании особых воздействий необязательно удалять элементы из расчетной схемы, достаточно раскрепить один из узлов конечного элемента, на который должно происходить воздействие.

Остановимся на случае удаления (раскрепления) колонны K27 при проверке на прогрессирующее обрушение. Видно, что для данной расчетной ситуации пространственная расчетная схема дает неоднозначный результат, т.е. полные перемещения исследуемого узла составляли 12–24 м, при этом ПИНС горизонтальных распорок, примыкающих к колонне, достигал 570%. Такие результаты расчета тяжело объяснить реальной работой конструкций, поэтому в расчетную схему были внесены следующие правки. Низ колонны K27 смоделировали одноузловой упругой связью с удельной жесткостью 5000 кН/м, данное значение взято из предположения, что в случае аварийной ситуации колонна будет

включаться в упруго-пластичную работу. Значение удельной жесткости определили с учетом площади поперечного сечения колонны и предела текучести используемой марки стали (С255). Отметим, что использование упругой связи для низа колонны K27 со значением удельной жесткости, равной произведению площади поперечного сечения колонны на модуль Юнга, приводит расчетную схему к таким же результатам расчета, как для первичной расчетной схемы, а со значением удельной жесткости равным 0 кН/м – к выше описанной с высокими результатами по перемещениям и ПИНС. Далее согласно п. 8.3 и п. 8.5 СП 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия» задавали сосредоточенную ударную нагрузку на K27 от вилочного погрузчика, равную 1200 кН (из расчета веса и грузоподъемности погрузчика и коэффициента динамичности, равного 5), на расстоянии 0,75 м от низа колонны. А затем от рельсового транспорта – равную 750 кН (уменьшенная на 50% сосредоточенная нагрузка перпендикулярно направлению движения) на расстоянии 1,8 м от низа колонны. В результате расчета Δ исследуемого узла значительно уменьшилось и для ситуации действия ударной нагрузки от вилочного погрузчика равнялось 200 мм, а при действии рельсового транспорта – 160 мм. При проверке на РСУ в обоих случаях все элементы конструкции проходили проверку, кроме низа колонны K27. В первом случае превышение ПИНС по I ПС составило 12%, а во втором – 16%. Таким образом, можно предположить, что в случае аварийной ситуации с колонной K27 она полностью не будет выключаться из работы конструкции, а саму расчетную схему следует считать устойчивой к прогрессирующему обрушению.

Несмотря на то, что для выбранных колонн при проверке на прогрессирующее обрушение получились неоднозначные результаты по полным перемещениям узлов, примыкающих к удаляемым (раскрепляемым) в результате особого воздействия нижним концам колонн и что некоторые элементы не прошли проверку на РСУ, данную расчетную схему следует считать устойчивой к прогрессирующему обрушению. Из всей расчетной схемы только лишь опоры подкрановых балок на колоннах K10 и K12 не проходили проверку на РСУ по I предельному состоянию, превышение составляло 10% и более. Но в реальном проекте все опоры подкрановых балок усилены ребрами жесткости, поэтому можно считать для данных

элементов, что они будут проходить проверку на РСУ. Отклонение для колонн К12 и К28 при проверке на РСУ по ИПС и вовсе не превышало 5%. Учитывая то, что ребра жесткости есть и в колоннах на уровнях горизонтальных раскосов и подкрановых балок, то и эти элементы расчетной схемы будут проходить проверку на РСУ.

ОБСУЖДЕНИЕ И ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании проведенного расчетного исследования можно заключить следующее:

1. Квазистатический метод применим для оценки возможности прогрессирующего обрушения каркасных зданий, в том числе для зданий с крановым оборудованием. В случае влияния возникающих динамических эффектов от кранового оборудования на результаты расчета, например, при получении завышенных значений результатов расчета какой-то части вторичной расчетной схемы, следует проводить дополнительные исследования исключаемых из работы элементов схемы. Вводить упруго-пластичные свойства для рассматриваемых элементов, чтобы учесть нелинейную работу материалов этих элементов. Кроме того, следует рассматривать не отдельно один отсек здания, а корректировать расчетную схему с учетом всех деформационных блоков здания, таким образом приближая расчетную схему к реальной.

2. Используемые варианты расчета на прогрессирующее обрушение квазистатическим методом при проверке расчетной схемы на РСУ дают практически совпадающие результаты. Отличие вариантов расчета, где использовалось удаление частей элементов, в которых происходит отказ их работы, от вариантов, где использовалось раскрепление данных элементов, составило 2-3%.

2. В силу того что расчетное подтверждение при моделировании аварийных ситуаций в обязательном порядке должно выполнять требования по первой группе предельных состояний, то, исходя из результатов проверки, исследуемый отсек производственного здания с повышенным классом ответственности следует считать устойчивым к прогрессирующему обрушению.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Королев В.В., Клековкина Н.А. Расчет зданий и сооружений на прогрессирующее обрушение вследствие аварийной ситуации // Внедрение современных конструкций и передовых технологий в путевое хозяйство. 2018. Т. 12, № 12(12). С. 155–157.

2. Ведяков И.И., Еремеев П.Г., Одесский П.Д., Попов Н.А., Соловьев Д.В. Анализ нормативных требований к расчету строительных конструкций на прогрессирующее обрушение // Вестник НИЦ «Строительство». 2019. № 2(21). С. 15–29.

3. Перельмутер А. О расчетах сооружений на прогрессирующее обрушение // Вестник МГСУ. 2008. № 1. С. 119–128.

4. Лазовский Д.Н., Поправко А.В., Пецольд Т.М., Журавский В.Ю. Расчет на прогрессирующее обрушение большепролетных металлических конструкций покрытий // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия В: Прикладные науки. Строительство. 2007. № 6. С. 29–35.

5. 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.

6. Еремеев П.Г., Ведяков И.И. Еще раз о проблеме защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения // Промышленное и гражданское строительство. 2021. № 8. С. 4–10. DOI 10.33622/0869-7019.2021.08.04-10.

7. Izzuddin B.A. Mitigation of progressive collapse in multi-storey buildings //Advances in Structural Engineering. 2012. Vol. 15. No. 9. pp. 1505–1520.

8. Naji A., Khodaverdi Zadeh M. Progressive collapse analysis of steel braced frames //Practice Periodical on Structural Design and Construction. 2019. Vol. 24. No 2. pp. 04019004.

9. Scott M.H., Fenves G.L. Krylov subspace accelerated Newton algorithm: application to dynamic progressive collapse simulation of frames //Journal of Structural Engineering. 2010. Vol. 136. No. 5. pp. 473–480.

10. Marjanishvili S.M. Progressive analysis procedure for progressive collapse //Journal of performance of constructed facilities. 2004. Vol. 18. No. 2. pp. 79–85.

11. Byfield M. et al. A review of progressive collapse research and regulations //Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings. 2014. Vol. 167. No. 8. pp. 447–456.

12. Pegin P.A., Shulgin A.A. Modern methods for calculating transport infrastructure objects for progressive collapse // BRICS Transport. 2023. Vol. 2, No. 3. DOI 10.46684/2023.3.6.

13. Туснин А.Р., Бергер М.П., Галстян Т.В. Совместная работа большепролетных ферм и прогонов при расчете на прогрессирующее обрушение // Жилищное строительство. 2023. № 11. С. 24–31. DOI 10.31659/0044-4472-2023-11-24-31.

14. Кравченко Г.М., Труфанова Е.В., Кущенко А.К., Быченко И.В. Особенности расчета на прогрессирующее обрушение каркаса уникального здания многофункционального комплекса // Инженерный вестник Дона. 2022. № 9(93). С. 172–181.

15. Богуцкий Ю.Г., Васильев М.В., Белавский В.А. Моделирование несущей системы каркасного здания на базе упругой модели для расчета на

прогрессирующее обрушение с учетом реальных физических свойств материалов // *Строительство и техногенная безопасность*. 2023. № 1. С. 148–155.

16. Данилова К.А. Расчет стального каркаса одноэтажного здания на прогрессирующее обрушение // *Вестник науки*. 2019. Т. 4, № 6(15). С. 323–326.

17. Быстров Н.С., Овчинников И.Г. О расчетах зданий и сооружений на устойчивость к прогрессирующему обрушению // *Архитектура, строительство, транспорт*. 2022. № 3. С. 32–38. DOI 10.31660/2782-232X-2022-3-32-38.

REFERENCES

1. Korolev V.V., Klekovkina N.A. Calculation of buildings and structures on the progressive collapse due to an emergency. *Vnedrenie sovremennykh konstrukcij i peredovykh tekhnologij v putevoe hozyajstvo*. 2018; V. 12, No 12(12): 155–157. (In Russ.)

2. Vedyakov I., Yeremeyev P., Odesskiy P., Popov N., Solovyev D. Standard requirement analysis for the progressive collapse structure calculation. *Bulletin of Science and Research Center of Construction*. 2019; 21(2): 15–29. (In Russ.)

3. Perelmuter A. About calculations of structures for progressive collapse. *Vestnik MGSU*. 2008; 1: 119–128. (In Russ.)

4. Lazovskij D.N., Popravko A.V., Pecol'd T.M., Zhuravskij V.Yu. Calculation of the progressive collapse of large-span metal structures of coatings. *Vestnik Polotskogo gosudarstvennogo universiteta. Seriya F. Stroitel'stvo. Prikladnye nauki*. 2007; 6: 29–35. (In Russ.)

5. Vedyakov I.I., Ereemeev P.G., Odesskiy P.D., Popov N.A., Solov'ev 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. (In Russ.)

6. Ereemeev P.G., Vedyakov I.I. Once again about the problem of protecting buildings and structures from progressive collapse. *Industrial And Civil Engineering*. 2021; 8: 4–10. DOI 10.33622/0869-7019.2021.08.04-10. (In Russ.)

7. Izzuddin B.A. Mitigation of progressive collapse in multi-storey buildings. *Advances in Structural Engineering*. 2012; 15. No. 9: 1505-1520.

8. Naji A., Khodaverdi Zadeh M. Progressive collapse analysis of steel braced frames. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*. 2019; Vol. 24. No 2: 04019004.

9. Scott M.H., Fenves G.L. Krylov subspace accelerated Newton algorithm: application to dynamic progressive collapse simulation of frames. *Journal of Structural Engineering*. 2010; Vol. 136. No. 5: 473–480.

10. Marjanishvili S.M. Progressive analysis procedure for progressive collapse. *Journal of performance of constructed facilities*. 2004; Vol. 18. No. 2: 79–85.

11. Byfield M. et al. A review of progressive collapse research and regulations. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*. 2014; Vol. 167. No. 8: 447–456.

12. Pegin P.A., Shulgin A.A. Modern methods for calculating transport infrastructure objects for progres-

sive collapse. *BRICS Transport*. 2023; Vol. 2, No. 3. DOI 10.46684/2023.3.6.

13. Tusnin A.R., Berger M.P., Galstyan T.V. Joint operation of large-span trusses and purlins in the calculation of progressive collapse. *Zhiliishchnoe Stroitel'stvo (Housing Construction)*. 2023; 11: 24–31. DOI 10.31659/0044-4472-2023-11-24-31. (In Russ.)

14. Kravchenko G.M., Trufanova E.V., Kushchenko A.K., Bychenko I.V. Features of the calculation for the progressive collapse of the frame of a unique building of a multifunctional complex. *Inzhenernyj vestnik Dona*. 2022; 9(93). pp. 172–181. (In Russ.)

15. Bogutskiy U., Vasiliev M., Belavskiy V. Modeling of the load-bearing system of a frame building based on an elastic model for calculating progressive collapse, taking into account the real physical properties of materials. *Construction and industrial safety*. 2023. № S1. pp. 148–155. (In Russ.)

16. Danilova K.A. Calculation of the steel frame of a single-storey building for progressive collapse. *Vestnik nauki*. 2019; V. 4, No 6(15): 323–326. (In Russ.)

17. Bystrov N.S., Ovchinnikov I.G. About calculations of buildings and structures for resistance to progressive collapse. *Architecture, Construction, Transport" (Arkhitektura, stroitel'stvo, transport)*. 2022; 3: 32–38. DOI 10.31660/2782-232X-2022-3-32-38. (In Russ.)

ЗАЯВЛЕННЫЙ ВКЛАД АВТОРОВ

Кирколуп Е.Р. Постановка эксперимента, обработка и оформление результатов эксперимента, анализ результатов эксперимента, анализ источников, формирование статьи.

Харламов И.В. Постановка задачи, анализ результатов эксперимента, формулировка выводов, редактирование статьи.

AUTHOR CONTRIBUTION

Kirkolup E.R. Experimental set up, calculation and description of the results, data interpretation, references analysis, writing the manuscript.

Kharlamov I.V. research objective setting, experimental results analysis, drawing conclusions, final approval of the version to be published.

ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ

Кирколуп Евгений Романович – канд. техн. наук, доц. кафедры «Строительные конструкции» ФГБОУ ВО АлтГТУ им. И.И. Ползунова (656038, г. Барнаул, пр. Ленина, 46).

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-4782-6507>,

SPIN-код: 1625-6004,

e-mail: kirkolup@mail.ru

Харламов Иван Викентьевич – канд. техн. наук, заведующий кафедрой «Строительные конструкции» ФГБОУ ВО АлтГТУ им. И.И. Ползунова (656038, г. Барнаул, пр. Ленина, 46).

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2607-5380>,

SPIN-код: 7985-8580,

e-mail: harlamoviv@altgtu.ru

INFORMATION ABOUT THE AUTHORS

Kirkolup Evgenij R. – Cand. of Sci. (Eng), Associate Professor of the Department of Building structures, I.I. Polzunov Altai state technical university (656038, Barnaul, Lenin av., 46).

ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-4782-6507>,

SPIN-code: 1625-6004,

e-mail: kirkolup@mail.ru

Kharlamov Ivan V. – Cand. of Sci. (Eng), Head of the Department of Building Structures, I.I. Polzunov Altai state technical university (656038, Barnaul, Lenin av., 46).

ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2607-5380>,

SPIN-code: 7985-8580,

e-mail: harlamoviv@altgtu.ru