

Т.А. БЕЛАШ<sup>1</sup>, И.В. СВИТЛИК<sup>2,✉</sup>

<sup>1</sup> АО «НИЦ «Строительство», 2-я Институтская ул., д. 6, к. 1, г. Москва, 109428, Российская Федерация

<sup>2</sup> Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет,  
2-я Красноармейская ул., д. 4, г. Санкт-Петербург, 190005, Российская Федерация

# ОЦЕНКА ПОВЕДЕНИЯ ЗДАНИЯ СТВОЛЬНО—ПОДВЕСНОЙ СИСТЕМЫ ПРИ ВЫКЛЮЧЕНИИ ИЗ РАБОТЫ ОТДЕЛЬНЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

## Аннотация

**Введение.** Ствольно-подвесная конструктивная система впервые была применена при возведении высотных зданий в 1960-х годах. Разработанная с целью рационального использования городского пространства в условиях плотной застройки несущая система получила широкое распространение по всему миру. Ствольно-подвесные здания помимо архитектурных достоинств обладают рядом важных конструктивных особенностей, заключающихся в повышенной гибкости их несущих элементов. Это может быть использовано для снижения усилий, возникающих в конструкциях при различных динамических воздействиях. При этом возведение и эксплуатация зданий ствольно-подвесного типа сопряжены с техническими трудностями. Аварийный выход из строя ответственных несущих элементов, например подвесок или стен ядра жесткости, в зданиях такого типа способен привести к лавинообразному обрушению других конструкций. Обеспечению сопротивляемости ствольно-подвесных зданий прогрессирующему обрушению должно быть уделено особое внимание.

**Цель.** Провести анализ подверженности многоэтажного здания подвесного типа прогрессирующему обрушению.

**Материалы и методы.** Для анализа подверженности здания подвесного типа с предлагаемым конструктивным решением прогрессирующему обрушению в программном комплексе ЛИРА проведено численное моделирование здания со ствольно-подвесной несущей системой при выходе из работы наиболее ответственных несущих элементов.

**Результаты.** Получены данные о напряженно-деформированном состоянии несущих элементов при локальном разрушении конструкций.

**Выводы.** По результатам работы получены данные о поведении здания в расчетных ситуациях, соответствующих различным сценариям локального разрушения конструкций, свидетельствующие о том, что рассматриваемое ствольно-подвесное здание не подвержено прогрессирующему обрушению.

**Ключевые слова:** высотные здания, подвесные конструкции, прогрессирующее обрушение, ствольно-подвесная система, напряженно-деформированное состояние

**Для цитирования:** Белаш Т.А., Свитлик И.В. Оценка поведения здания ствольно-подвесной системы при выключении из работы отдельных конструктивных элементов // *Бетон и железобетон*. 2025. № 1 (626). С. 5–18. DOI: [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2025-1\(626\)-5-18](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2025-1(626)-5-18). EDN: EUFWNR

## Вклад авторов

Все авторы внесли равноценный вклад в подготовку публикации.

## Финансирование

Исследование не имело спонсорской поддержки.

## Конфликт интересов

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

Поступила в редакцию 23.01.2025

Поступила после рецензирования 14.02.2025

Принята к публикации 20.02.2025

T.A. BELASH<sup>1</sup>, I.V. SVITLIK<sup>2,✉</sup>

<sup>1</sup> JSC Research Center of Construction, 2nd Institutskaya str., 6, bld. 1,  
Moscow, 109428, Russian Federation

<sup>2</sup> Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, 2nd Krasnoarmeiskaya str., 4,  
Saint Petersburg, 190005, Russian Federation

# BEHAVIOR OF THE CORE—SUSPENDED BUILDING IN CASE OF LOCAL COLLAPSE OF STRUCTURAL ELEMENTS

## Abstract

*Introduction.* The core-suspended system was first used in the construction of high-rise buildings in the 1960s. This system was developed with the aim of rational use of urban space in conditions of dense buildings. It has become widespread around the world. In addition to their architectural advantages, core-suspended buildings have a number of important design features such as the increased flexibility of their load-bearing elements. This can be used to reduce the forces that occur in structures under various dynamic influences. At the same time, the construction and exploitation of buildings of the core-suspended type have technical difficulties. An emergency failure of critical load-bearing elements, such as suspensions or walls of the core of rigidity, in buildings of this type can lead to an avalanche-like collapse of other structures. Special attention should be paid to ensuring the resistance of trunk-suspended buildings to progressive collapse.

*Aim.* To analyze the susceptibility of a multi-storey suspended building to progressive collapse.

*Materials and methods.* In the LIRA software package, numerical modeling of a building with a core-suspended load-bearing system was carried out when the accidental failure of most critical load-bearing elements was occurred. This allowed an analysis of the building's resistance to progressive collapse.

*Results.* Data on the stress-strain state of load-bearing elements during local structural failure have been obtained.

*Conclusions.* The core-suspended building is not susceptible to progressive collapse. This is confirmed by data on the behavior of the building in calculations corresponding to various local structural failures.

**Keywords:** high-rise buildings, suspended structures, progressive collapse, core-suspended system, stress-strain state

**For citation:** Belash T.A., Svitlik I.V. Behavior of the core-suspended building in case of local collapse of structural elements. *Beton i Zhelezobeton* [Concrete and Reinforced Concrete]. 2025, no. 1 (626), pp. 5–18. (In Russian). DOI: [https://doi.org/10.37538/0005-9889-2025-1\(626\)-5-18](https://doi.org/10.37538/0005-9889-2025-1(626)-5-18). EDN: EUFWNR

## Authors contribution statement

All authors made equal contributions to the study and the publication.

## Funding

No funding support was obtained for the research.

## Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

Received 23.01.2025

Revised 14.02.2025

Accepted 20.02.2025

### Введение

В зданиях ствольно-подвесного типа несущий ствол является единственной конструкцией, передающей вертикальную нагрузку от всех элементов здания на фундамент [1]. Нарушение целостности элементов ядра жесткости способно повлечь за собой цепное разрушение других несущих конструкций и в конечном итоге всего здания.

Локальное разрушение подвесок, воспринимающих нагрузку от блоков этажей и передающих ее консолю оголовку здания, способно привести к увеличению усилий в других подвесках. Выход из работы подвесок, не рассчитанных на увеличенные значения нагрузок, приведет к лавинообразному обрушению всех последовательно подвешенных перекрытий. Одной из наиболее вероятных причин выхода из работы подвесок является разрушение узлов примыкания вант к несущим конструкциям. Вопросы проектирования, моделирования и расчета узлов вантовых конструкций отражены во множестве работ [2–4]. Исследования, посвященные проблеме устойчивости конструкций мостов при разрушении тросов, свидетельствуют о том, что в несущих балках возникают значительные изгибающие моменты [5].

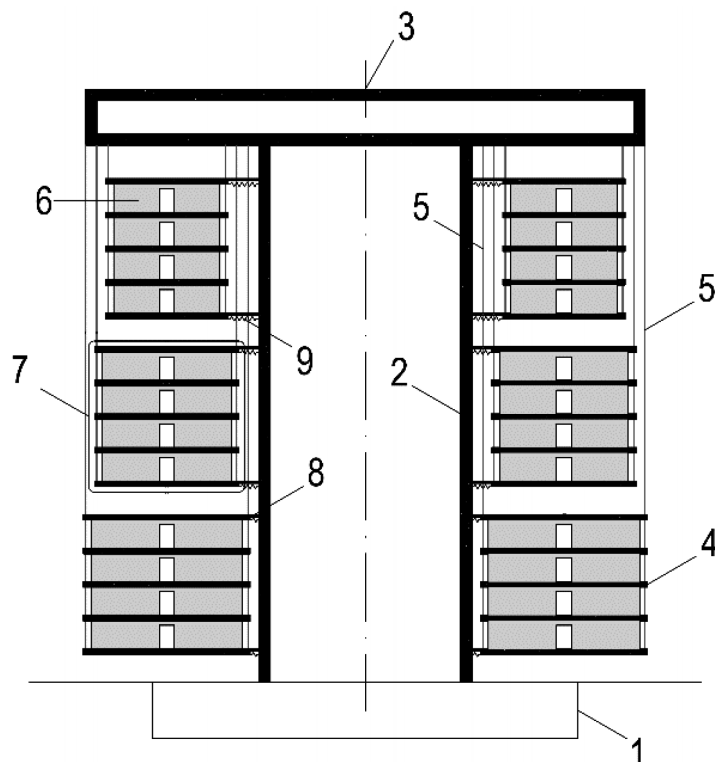
Во избежание возникновения прогрессирующего обрушения, вызванного локальным разрушением

несущих элементов здания, необходимо обеспечить требуемую несущую способность и деформативность конструкций здания, а также соединений между ними при выходе из работы некоторых из них.

**Целью** работы является анализ подверженности многоэтажного здания подвесного типа прогрессирующему обрушению.

### Материалы и методы

На рис. 1 представлено конструктивное решение здания ствольно-подвесного типа, призванное обеспечить его сопротивляемость сейсмическим воздействиям путем динамического гашения колебаний [6], идея которого состоит в том, что к колеблющемуся объекту с помощью упругой связи присоединяют дополнительную массу [7]. Колеблющейся конструкцией, амплитуду колебаний которой необходимо снизить, в этой системе является несущий ствол, а дополнительной массой – подвешенные блоки этажей. Ключевое отличие рассматриваемой конструкции здания от известных решений [8–10] заключается в том, что подвешенные этажи объединены в геометрически неизменяемые блоки с независимой подвеской к несущему оголовку. Рассматриваемое конструктивное решение здания выбрано для дальнейшего анализа его сопротивляемости прогрессирующему обрушению.



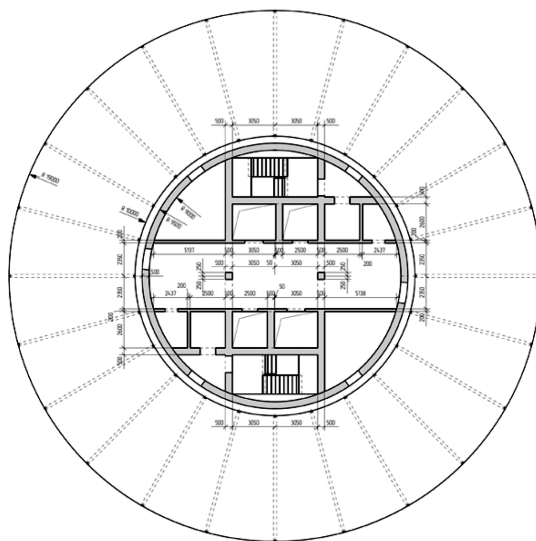
**Рис. 1.** Здание с подвешенными блоками этажей: 1 – фундамент; 2 – несущий ствол; 3 – консольный ригель; 4 – плиты перекрытий; 5 – подвески; 6 – диафрагмы жесткости; 7 – геометрически неизменяемые блоки этажей; 8 – выключающиеся связи; 9 – упругие связи

**Fig. 1.** A building with suspended blocks of floors: 1 – foundation; 2 – rigid core; 3 – cantilever grillage; 4 – floor slabs; 5 – suspensions; 6 – stiffening diaphragms; 7 – floor blocks; 8 – switching connections; 9 – flexible connections

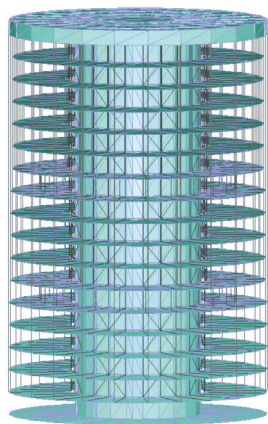
В качестве объекта моделирования выбрано 17-этажное здание. Ядро жесткости моделируемого здания имеет круглую форму, его диаметр равен 19 м (рис. 2). Толщина несущих стен принята равной 500 мм, перегородок – 200 мм. По высоте центральное ядро разделено жесткими дисками перекрытий, толщина которых принята равной 300 мм. Для уменьшения пролета плит перекрытий в схему включены колонны сечением  $500 \times 500$  мм, связанные со стенами лифтовых шахт балками высотой 700 мм и шириной 500 мм. Наружный диаметр здания равен 38 м. Входящие во внешний объем здания плиты перекрытий имеют толщину 200 мм. Между ядром жесткости зданий ствольно-подвесного типа и плитами перекрытий предусмотрен зазор шириной 500 мм с целью обеспечения независимого взаимного перемещения несущих и подвешенных кон-

струкций. Материал несущих конструкций ствола и ростверка здания – бетон марки В45. Конструкции перегородок и подвешенных плит перекрытий выполнены из бетона класса В30. В качестве несущих подвесок применены стальные канаты.

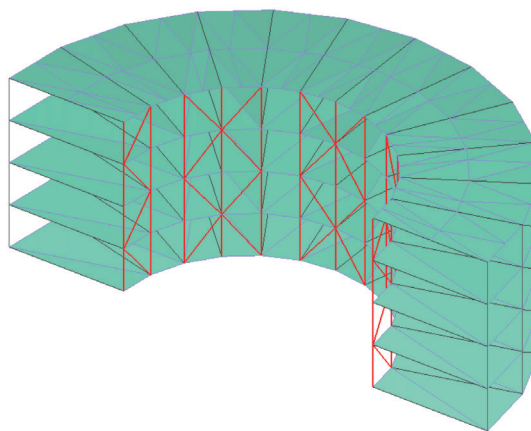
Консольный ростверк, устраиваемый на вершине ствольно-подвесных зданий (рис. 3), имеет высоту 2,2 м. Его конструкция представлена 12 радиально расположенными балками-стенками шириной 1000 мм и примыкающими к ним плитами толщиной 500 мм. Плиты перекрытий прикреплены по внешнему и внутреннему контурам через 48 подвесок. Балки перекрытий, попарно соединяющие внутренние и внешние подвески, выполнены из стального двутавра. Плиты перекрытий объединены в блоки при помощи пространственной решетчатой системы, выполненной из элементов трубного проката (рис. 4).



**Рис. 2.** План типового этажа здания со ствольно-подвесной несущей системой  
**Fig. 2.** The plan of a typical floor of building with a core-suspended system



**Рис. 3.** Расчетная модель здания  
**Fig. 3.** Calculation model of the building



**Рис. 4.** Фрагмент расчетной модели с элементами пространственной жесткости  
**Fig. 4.** A fragment of a calculation model with elements of spatial rigidity

Для анализа подверженности здания подвесного типа с предлагаемым конструктивным решением прогрессирующему обрушению проведено расчетно-теоретическое исследование. Достаточность предусмотренных конструктивных мероприятий, препятствующих прогрессирующему обрушению, оценивается на основании данных об усилиях и деформациях несущих конструкций при достижении особого предельного состояния некоторыми элементами здания.

Для расчета на защиту здания от прогрессирующего обрушения выбраны несущие элементы, выход из строя которых может повлечь за собой разрушение соседних конструкций. Приняты следующие сценарии локального разрушения несущих элементов:

- разрушение наружной стены в уровне первого этажа здания в пределах участка, ограниченного двумя проемами (рис. 5а);

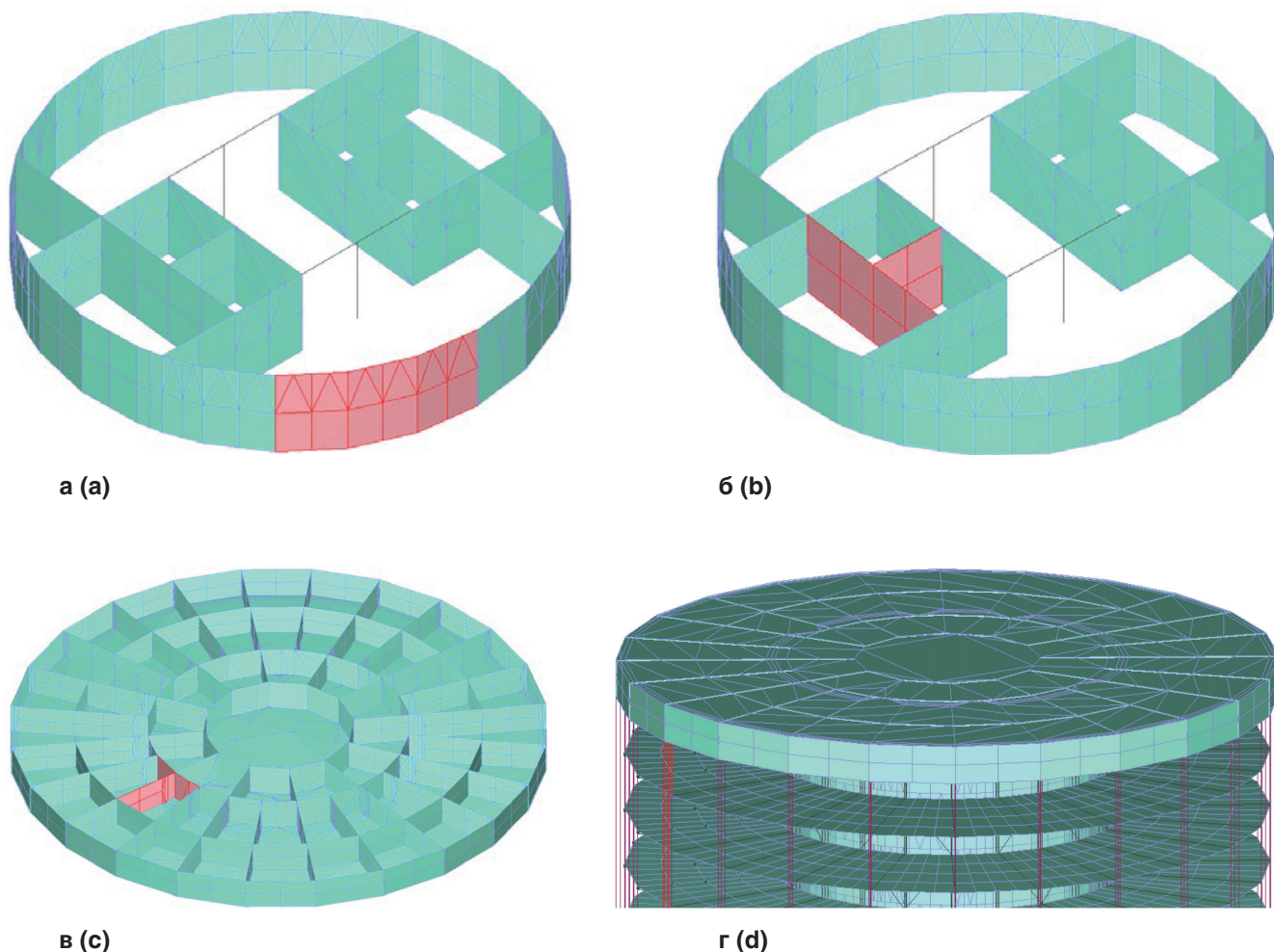
- разрушение пересекающихся стен ядра жесткости до пересечения со стенами, расположенными в другом направлении (рис. 5б);

- разрушение несущего ригеля консольного ростверка и примыкающих к нему вертикальных элементов в пределах участка общей длиной 6 м (рис. 5в);

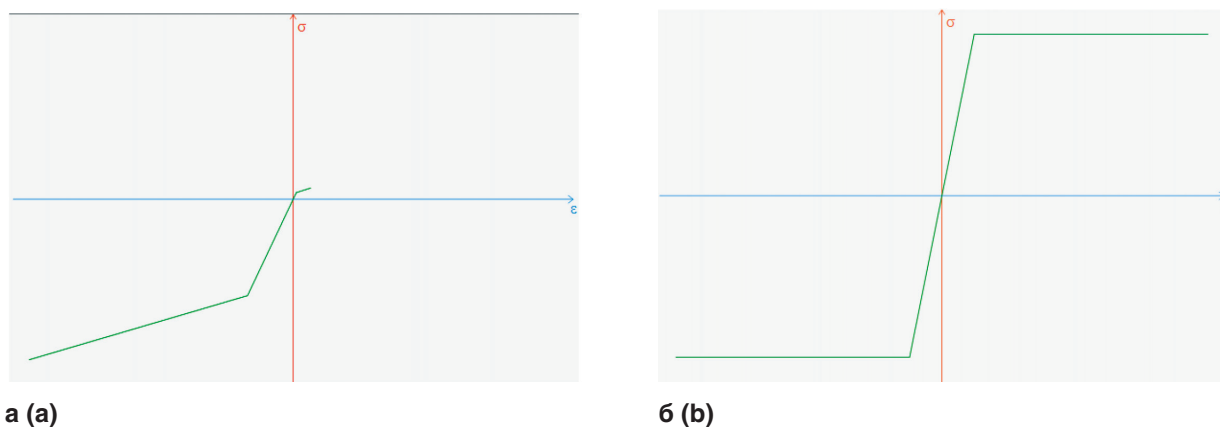
- разрушение трех несущих подвесок, расположенных по наружному периметру здания в уровне верхнего этажа (рис. 5г).

Рассматриваемые несущие элементы наиболее нагружены. Помимо этого, их выключение из работы приведет к увеличению нагрузки на другие ответственные несущие элементы.

Расчетные прочностные характеристики материалов при расчете здания на локальное обрушение конструкций приняты равными их нормативным значениям. При расчете учтена реальная диаграмма работы материалов конструкций (рис. 6). Свойства материалов приведены в табл. 1.



**Рис. 5.** Сценарии локального разрушения несущих элементов: а – наружной стены ядра жесткости; б – внутренних стен ядра жесткости; в – балок консольного ростверка; г – наружных подвесок  
**Fig. 5.** Scenarios of local collapse of load-bearing elements: a – the outer wall of the core; b – the inner walls of the core; c – beams of the cantilever grillage; d – external suspensions



**Рис. 6.** Графики зависимости напряжений  $\sigma$  от относительных деформаций  $\varepsilon$ : а – для бетона; б – для армирующего материала  
**Fig. 6.** Graphs of stress  $\sigma$  dependence on relative deformations  $\varepsilon$ : a – for concrete; b – for reinforcing material

**Таблица 1**  
**Table 1**

**Свойства бетонов, примененных в расчетной модели**  
**Properties of concretes used in the calculation model**

| Свойства материала                                                 | Бетон класса прочности В45 | Бетон класса прочности В30 | Арматура А500     |
|--------------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------|-------------------|
| Модуль упругости, $E$ , тс/м <sup>2</sup>                          | $3,773 \times 10^6$        | $3,314 \times 10^6$        | $2,1 \times 10^7$ |
| Коэффициент Пуассона, $\nu$                                        | 0,2                        | 0,2                        | –                 |
| Предел упругости при растяжении, $\sigma_{0+}$ , тс/м <sup>2</sup> | 137,7                      | 107,07                     | 50 985            |
| Предел прочности при растяжении, $\sigma_+$ , тс/м <sup>2</sup>    | 229,4                      | 178,45                     | 50 985            |
| Предел относительной деформации при растяжении, $\varepsilon_+$    | 0,0002                     | 0,0002                     | 0,02              |
| Предел упругости при сжатии, $\sigma_{0-}$ , тс/м <sup>2</sup>     | -1957,9                    | -1346,0                    | 50 985            |
| Предел прочности при сжатии, $\sigma_-$ , тс/м <sup>2</sup>        | -3263,1                    | -2243,4                    | 50 985            |
| Предел относительной деформации при сжатии, $\varepsilon_-$        | -0,003                     | -0,003                     | 0,02              |

Принятая методика расчета здания при аварийной расчетной ситуации соответствует СП 385.1325800.2018 [11]. Условие, при котором обеспечивается защита здания от прогрессирующего обрушения, выглядит следующим образом:

$$F \leq S, \quad (1)$$

где  $F$  – усилия в конструктивных элементах и их соединениях;

$S$  – несущая способность конструктивных элементов и их соединений.

Для обеспечения защиты здания от прогрессирующего обрушения также необходимо учитывать требования по допустимым деформациям:

$$f \leq f_{ult}, \quad (2)$$

где  $f$  – деформации элементов под воздействием внешней нагрузки;

$f_{ult}$  – предельно допустимые деформации элементов.

Особое сочетание нагрузок, соответствующее сценарию локального обрушения несущих элементов, включает в себя постоянные и длительные временные нагрузки. Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  при этом равны 1,0.

Коэффициент надежности по ответственности здания  $\gamma_n$  также принят равным 1,0.

Сделано допущение о том, что учет грунтового основания при локальном разрушении одной из несущих конструкций не приводит к изменению напряженно-деформированного состояния элементов здания. Расчет проводился по пространственной расчетной схеме без учета ее взаимодействия с грунтовым основанием.

Расчет ситуации, соответствующей локальному обрушению несущих элементов здания, проводился поэтапно. Для первичной расчетной схемы, соответствующей зданию с несущими элементами без повреждений, определено напряженно-деформированное состояние конструкций при основном сочетании нагрузок. Конструирование несущих элементов здания выполнено на основе данных об их напряженно-деформированном состоянии, полученных в ходе расчетов. Основное армирование монолитных железобетонных элементов выполнено из арматуры класса A500, поперечное – из арматуры класса A240.

Стержневые железобетонные и стальные элементы состоят из физически нелинейных конечных элементов пространственной рамы (КЭ 210), элементы в виде пластин – из физически нелинейных элементов тонкой оболочки (КЭ 242, КЭ 244). Всем подвескам был задан тип геометрически нелинейного конечного элемента «нить» (КЭ 304).

Усилия и деформации элементов вторичных расчетных схем, соответствующих различным случаям локального обрушения конструкций, получены в ходе расчета на особое сочетание нагрузок. Расчеты, соответствующие рассматриваемым сценариям локального разрушения несущих элементов, выполнены отдельно и независимо друг от друга в динамической постановке.

Задача расчета на прогрессирующее обрушение решалась во временной области в шаговой нелинейной постановке в ПК ЛИРА версии 10.12. Изменение расчетной схемы здания в результате локального обрушения учтено за счет совместного применения модулей Монтаж и Динамика+. Модуль Монтаж позволяет создавать демонтируемые стадии, в рамках которых из модели удаляются выбранные конструкции. Первая монтажная стадия соответствует возведению здания с пошаговым приложением нагрузки от собственного веса к элементам. В ходе второй стадии монтажа к элементам расчетных моделей прикладывается полезная нагрузка. Помещенные в отдельную монтажную

стадию, соответствующую локальному обрушению конструкций, элементы выключаются из работы при расчете в динамической постановке. График выхода из работы конечных элементов модели представлен на рис. 7.

В основе реализации динамического метода в ПК ЛИРА лежит дифференциальное уравнение движения системы, матричная форма которого для систем с конечным числом степеней свободы выглядит следующим образом [12]:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F^a, \quad (3)$$

где  $u$  – вектор узловых перемещений;

$\dot{u}$  – вектор узловых скоростей;

$\ddot{u}$  – вектор узловых ускорений;

$M$  – матрица масс системы;

$C$  – матрица демпфирования;

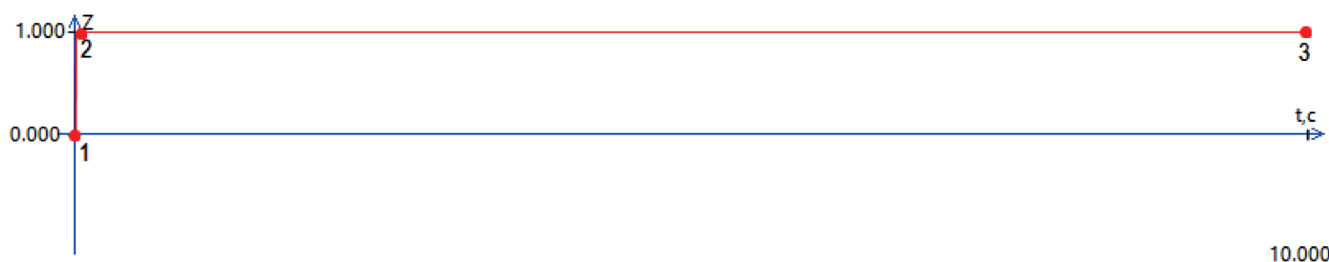
$K$  – матрица жесткости;

$F^a$  – вектор нагрузок, которые действуют на систему.

Использование данного метода позволяет решать задачу в нелинейной постановке с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей. Элементы матрицы жесткости при этом зависят не только от свойств материала, но и от напряженно-деформированного состояния конструкции, то есть от вектора перемещений  $u_i$ . Решение дифференциального уравнения при этом сводится к решению нелинейных алгебраических уравнений на каждом шаге интегрирования во времени. В решаемой расчетной задаче шаг интегрирования во времени принят равным 0,005 с, общая продолжительность интегрирования – 10 с.

Для решения системы нелинейных алгебраических уравнений в ПК ЛИРА используются неявные схемы интегрирования. Уравнение движения при этом рассматривается на неизвестном временном слое  $n + 1$  с дискретизированными пространственными производными:

$$u_{n+1} = K_1^{-1} F_{n+z}^a. \quad (4)$$



**Рис. 7.** График закона изменения для демонтируемых элементов: 1 – точка, соответствующая началу расчета в динамической постановке; 2 – точка, соответствующая полному выключению из работы демонтируемых элементов модели спустя 0,005 с после начала расчета; 3 – завершение расчета в динамической постановке по достижении 10 с  
**Fig. 7.** Graph of the law of change for the dismantled elements: 1 – the point of the beginning of the calculation in the dynamic setting; 2 – the point of the complete shutdown of the dismantled elements of the model 0.005 seconds after the start of the calculation; 3 – completion of the calculation in the dynamic setting after reaching 10 seconds

При интегрировании применен метод Ньюмарка, согласно которому выражения для скоростей и перемещений узлов на слое  $n + 1$  выглядят следующим образом:

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + [(1 - \delta)\ddot{u}_n + \delta\ddot{u}_{n+1}]\Delta t; \quad (5)$$

$$u_{n+1} = u_n + \dot{u}_n\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\ddot{u}_n + \alpha\ddot{u}_{n+1}\right]\Delta t^2, \quad (6)$$

где  $\alpha, \delta$  – параметры интегрирования Ньюмарка;

$u_n$  – вектор узловых перемещений в момент времени  $t_n$ ;

$\dot{u}_n$  – вектор узловых скоростей в момент времени  $t_n$ ;

$\ddot{u}_n$  – вектор узловых ускорений в момент времени  $t_n$ ;

$u_{n+1}$  – вектор узловых перемещений в момент времени  $t_{n+1}$ ;

$\dot{u}_{n+1}$  – вектор узловых скоростей в момент времени  $t_{n+1}$ ;

$\ddot{u}_{n+1}$  – вектор узловых ускорений в момент времени  $t_{n+1}$ ;

$$\Delta t = t_{n+1} - t_n.$$

Для учета демпфирующих свойств материалов используются коэффициенты пропорциональности массы и жесткости по Рэлею:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K], \quad (7)$$

где  $[C], [M], [K]$  – матрицы демпфирования, массы и жесткости соответственно;

$\alpha$  – коэффициент пропорциональности массы по Рэлею, Гц;

$\beta$  – коэффициент пропорциональности жесткости по Рэлею, с.

Упомянутые коэффициенты связаны между собой следующей зависимостью:

$$\alpha + \beta\omega_i^2 = 2\omega_i\xi_i, \quad (8)$$

где  $\omega_i$  – частота собственных колебаний здания для  $i$ -й формы колебаний, Гц;

$\xi_i$  – коэффициент демпфирования для  $i$ -й формы колебания, принятый равным 0,04 для железобетонных конструкций.

Коэффициент пропорциональности массы  $\alpha$  вычисляется по формуле:

$$\alpha = \frac{2 \times \xi \times \omega_1 \times \omega_2}{\omega_1 + \omega_2}, \quad (9)$$

где  $\omega_1$  – первая частота собственных колебаний моделируемого здания, равная 1,22 Гц;

$\omega_2$  – первая частота собственных колебаний моделируемого здания, равная 1,57 Гц.

$$\alpha = \frac{2 \times 0,04 \times 1,22 \times 1,57}{1,22 + 1,57} = 0,0549 \frac{1}{с}.$$

Коэффициент пропорциональности жесткости  $\beta$  вычисляется по формуле:

$$\beta = \frac{2 \times \xi}{\omega_1 + \omega_2}, \quad (10)$$

$$\beta = \frac{2 \times 0,04}{1,22 + 1,57} = 0,0287 с.$$

В ПК ЛИРА 10.12 имеется возможность идентифицировать разрушения для армированных нелинейных элементов. Предусмотрено несколько вариантов частичного или полного отказа в пластинах:

- образование трещин от растяжения;
- образование трещин от сжатия;
- разрушения в шаговых пластинчатых элементах при превышении напряжений;
- разрушения вследствие образования пластического шарнира по выбранному нормативному документу в пластинах (СП 63.13330.2018 [13]);
- разрушения в стрелневых и пластинчатых элементах по специальным проверкам на мембранную группу усилий (с учетом несущей способности конструкции при внезапном образовании трещины).

По полученным данным о напряженно-деформированном состоянии несущих элементов вторичных схем проводилась критериальная проверка несущей способности и деформативности конструкций, а также их соединений.

## Результаты

Максимальные значения растягивающих и сжимающих напряжений элементов в направлении их главных осей, возникающих в условиях нормальной эксплуатации, представлены в табл. 2.

Максимальное растягивающее усилие, возникшее в подвесках при условиях нормальной эксплуатации здания, составило 60,5 т.

Результаты моделирования ситуации, соответствующей локальному обрушению наружных стен ядра, представлены в табл. 3.

Максимальное усилие в несущих подвесках, возникшее при моделировании рассматриваемой ситуации, составило 60,6 т, что на 0,2 % больше усилия, полученного при расчете исходной схемы. Перераспределение усилий, вызванное локальным обрушением конструкций, вызвало увеличение сжимающих напряжений в колоннах ядра на 8,4 %. Увеличение деформаций конструкций в результате выхода из работы части наружных стен наиболее заметно в элементах, находящихся над зоной локального обрушения. Максимальный прогиб несущих конструкций в этой области достиг 1,1 мм (рис. 8). В направлении разрушенного участка ядра здание получило крен величиной 0,5 мм.

Таблица 2

Table 2

**Максимальные нормальные напряжения элементов здания при нормальной эксплуатации**  
**Maximum normal strain of building elements during normal exploitation**

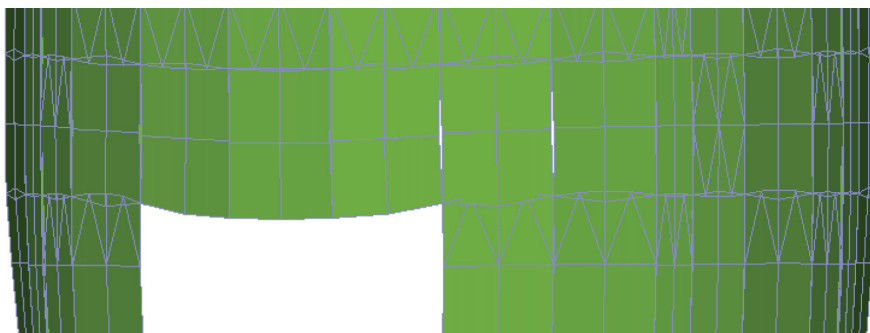
| Элемент здания                 | Нормальные напряжения<br>вдоль оси X элемента, тс/м <sup>2</sup> |              | Нормальные напряжения<br>вдоль оси Y элемента, тс/м <sup>2</sup> |              |
|--------------------------------|------------------------------------------------------------------|--------------|------------------------------------------------------------------|--------------|
|                                | $\sigma_x^+$                                                     | $\sigma_x^-$ | $\sigma_y^+$                                                     | $\sigma_y^-$ |
| Несущие стены                  | 417,3                                                            | -498,5       | 295,9                                                            | -1566,9      |
| Перегородки                    | 60,4                                                             | -168,5       | 137,0                                                            | -777,8       |
| Плиты перекрытия (ствол)       | 5686,2                                                           | -5131,9      | 3581,4                                                           | -3973,9      |
| Плиты перекрытия (подвешенные) | 649,3                                                            | -967,6       | 599,9                                                            | -938,3       |
| Балки ростверка                | 931,1                                                            | -489,9       | 213,2                                                            | -256,2       |
| Поперечные связи ростверка     | 723,6                                                            | -396,1       | 216,9                                                            | -446,9       |
| Плиты ростверка                | 911,9                                                            | -1484,7      | 1034,5                                                           | -1446,4      |
| Колонны ядра                   | —                                                                | —            | 137,5                                                            | -733,5       |
| Балки ядра                     | —                                                                | —            | 141,4                                                            | -303,0       |

Таблица 3

Table 3

**Максимальные нормальные напряжения элементов здания  
при локальном обрушении наружных стен ядра**  
**Maximum normal strain of building elements during local collapse of the outer wall of the core**

| Элемент здания                    | Нормальные напряжения<br>вдоль оси X элемента |              |                                  |              | Нормальные напряжения<br>вдоль оси Y элемента |              |                                  |              |
|-----------------------------------|-----------------------------------------------|--------------|----------------------------------|--------------|-----------------------------------------------|--------------|----------------------------------|--------------|
|                                   | $\sigma_x^+$ , тс/м <sup>2</sup>              | Изменение, % | $\sigma_x^-$ , тс/м <sup>2</sup> | Изменение, % | $\sigma_y^+$ , тс/м <sup>2</sup>              | Изменение, % | $\sigma_y^-$ , тс/м <sup>2</sup> | Изменение, % |
| Несущие стены                     | 411,0                                         | -1,5         | -498,0                           | -0,1         | 291,5                                         | -1,5         | -1573,4                          | 0,4          |
| Перегородки                       | 61,0                                          | 1,0          | -168,5                           | 0,0          | 136,8                                         | -0,1         | -803,2                           | 3,3          |
| Плиты перекрытия (ствол)          | 5608,9                                        | -1,4         | -5063,8                          | -1,3         | 3536,8                                        | -1,2         | -3930,2                          | -1,1         |
| Плиты перекрытия<br>(подвешенные) | 635,4                                         | -2,1         | -974,3                           | 0,7          | 588,2                                         | -2,0         | -946,9                           | 0,9          |
| Балки ростверка                   | 931,6                                         | 0,1          | -488,6                           | -0,3         | 212,5                                         | -0,3         | -255,3                           | -0,4         |
| Поперечные связи<br>ростверка     | 723,5                                         | 0,0          | -399,5                           | 0,9          | 212,6                                         | -2,0         | -449,7                           | 0,6          |
| Плиты ростверка                   | 876,3                                         | -3,9         | -1496,2                          | 0,8          | 1024,6                                        | -1,0         | -1464,6                          | 1,3          |
| Колонны ядра                      | —                                             | —            | —                                | —            | 140,0                                         | 1,8          | -795,1                           | 8,4          |
| Балки ядра                        | —                                             | —            | —                                | —            | 137,6                                         | -2,7         | -304,0                           | 0,3          |



**Рис. 8.** Фрагмент наружных стен здания с отображением деформаций  
**Fig. 8.** A fragment of the exterior walls of a building with representation of deformations

В табл. 4 представлены напряжения в несущих элементах расчетной модели при достижении особого предельного состояния стенами шахты.

Увеличение усилий в подвесках, вызванное выходом из работы стен шахты, составило 0,2 %. Максимальное усилие в подвесках составило 60,6 т. Нагрузка, действующая на стены шахты, в ходе локального обрушения воспринята другими элементами центрального ядра здания. Сжимающие напряжения в колоннах увеличились на 7,4 %, в стенах, ограждающих шахты в уровне первого этажа, – на 26,2 %. Это

привело к развитию трещин в местах их сопряжения с другими элементами ядра здания, но не привело к их разрушению. Прогиб плиты перекрытия над участком локального обрушения составил 0,3 мм. Максимальные деформации стен лифтового узла в направлении вертикальной оси составили 0,9 мм.

Наибольший эффект на напряженно-деформированное состояние несущих конструкций моделируемого здания оказало локальное обрушение элементов оголовка. Результаты моделирования этой ситуации представлены в табл. 5.

Таблица 4

Table 4

**Максимальные нормальные напряжения элементов здания при локальном обрушении стен шахты**  
**Maximum normal strain of building elements during local collapse of the internal walls of the core**

| Элемент здания                 | Нормальные напряжения<br>вдоль оси X элемента |              |                                   |              | Нормальные напряжения<br>вдоль оси Y элемента |              |                                   |              |
|--------------------------------|-----------------------------------------------|--------------|-----------------------------------|--------------|-----------------------------------------------|--------------|-----------------------------------|--------------|
|                                | $\sigma_{x+}$ , тс/м <sup>2</sup>             | Изменение, % | $\sigma_{x-}$ , тс/м <sup>2</sup> | Изменение, % | $\sigma_{y+}$ , тс/м <sup>2</sup>             | Изменение, % | $\sigma_{y-}$ , тс/м <sup>2</sup> | Изменение, % |
| Несущие стены                  | 414,2                                         | -0,7         | -498,4                            | 0,0          | 294,5                                         | -0,5         | -1569,6                           | 0,2          |
| Перегородки                    | 60,4                                          | 0,0          | -179,4                            | 6,5          | 137,1                                         | 0,1          | -981,7                            | 26,2         |
| Плиты перекрытия (ствол)       | 5651,1                                        | -0,6         | -5101,2                           | -0,6         | 3561,0                                        | -0,6         | -3954,2                           | -0,5         |
| Плиты перекрытия (подвешенные) | 643,1                                         | -1,0         | -969,2                            | 0,2          | 592,2                                         | -1,3         | -941,1                            | 0,3          |
| Балки ростверка                | 931,2                                         | 0,0          | -489,7                            | 0,0          | 212,1                                         | -0,5         | -256,5                            | 0,1          |
| Поперечные связи ростверка     | 723,7                                         | 0,0          | -397,3                            | 0,3          | 214,5                                         | -1,1         | -448,8                            | 0,4          |
| Плиты ростверка                | 907,2                                         | -0,5         | -1487,8                           | 0,2          | 1030,0                                        | -0,4         | -1453,1                           | 0,5          |
| Колонны ядра                   | –                                             | –            | –                                 | –            | 138,6                                         | 0,8          | -788,0                            | 7,4          |
| Балки ядра                     | –                                             | –            | –                                 | –            | 138,5                                         | -2,1         | -308,4                            | 1,8          |

Таблица 5

Table 5

**Максимальные нормальные напряжения элементов здания  
при локальном обрушении конструкций оголовка**  
**Maximum normal strain of building elements during local collapse of the cantilever structures**

| Элемент здания                    | Нормальные напряжения<br>вдоль оси X элемента |              |                                  |              | Нормальные напряжения<br>вдоль оси Y элемента |              |                                  |              |
|-----------------------------------|-----------------------------------------------|--------------|----------------------------------|--------------|-----------------------------------------------|--------------|----------------------------------|--------------|
|                                   | $\sigma_x^+$ , тс/м <sup>2</sup>              | Изменение, % | $\sigma_x^-$ , тс/м <sup>2</sup> | Изменение, % | $\sigma_y^+$ , тс/м <sup>2</sup>              | Изменение, % | $\sigma_y^-$ , тс/м <sup>2</sup> | Изменение, % |
| Несущие стены                     | 494,1                                         | 18,4         | -499,1                           | 0,1          | 369,7                                         | 24,9         | -1767,6                          | 12,8         |
| Перегородки                       | 75,8                                          | 25,5         | -173,1                           | 2,7          | 134,1                                         | -2,1         | -944,9                           | 21,5         |
| Плиты перекрытия (ствол)          | 5178,1                                        | -8,9         | -4683,7                          | -8,7         | 3251,7                                        | -9,2         | -3638,9                          | -8,4         |
| Плиты перекрытия<br>(подвешенные) | 645,3                                         | -0,6         | -1008,4                          | 4,2          | 498,1                                         | -17,0        | -992,5                           | 5,8          |
| Балки ростверка                   | 927,7                                         | -0,4         | -732,1                           | 49,4         | 187,3                                         | -12,1        | -317,2                           | 23,8         |
| Поперечные связи ростверка        | 737,3                                         | 1,9          | -554,6                           | 40,0         | 290,3                                         | 33,8         | -548,7                           | 22,8         |
| Плиты ростверка                   | 859,9                                         | -5,7         | -1648,7                          | 11,0         | 1019,3                                        | -1,5         | -1842,0                          | 27,4         |
| Колонны ядра                      | —                                             | —            | —                                | —            | 164,7                                         | 19,8         | -1122,2                          | 53,0         |
| Балки ядра                        | —                                             | —            | —                                | —            | 138,1                                         | -2,3         | -516,5                           | 70,5         |

Локальное обрушение балок консольного ростверка привело к изменению усилий, возникающих, прежде всего, в несущих элементах верхней части здания. Сжимающие напряжения, действующие вдоль горизонтальной оси, в незатронутых разрушением балках ростверка увеличились на 49,4 %. Увеличение напряжений сжатия на 40 % отмечено и в поперечных связях ростверка. Также в балочных элементах ростверка возросли нормальные напряжения, действующие вдоль вертикальной оси элементов. Это вызвано увеличением усилий среза, действующих на данные конструкции. Перераспределение усилий от подвергнутых обрушению балок также привело к увеличению сжимающих напряжений в нижней плите ростверка на 11 %. В элементах, передающих вертикальную нагрузку от веса конструкций основанию, произошло увеличение как сжимающих, так и растягивающих напряжений. Напряжения сжатия возросли на 53 % в колоннах и на 12,8 % в несущих стенах ствола у основания здания. Растягивающие напряжения увеличились на 19,8 и 24,9 % для находящихся в уровне верхних этажей колонн и стен соответственно. Наибольшее увеличение сжимающих напряжений, равное 70,5 %, выявлено в балках несущего ствола, установлен-

ных в уровне верхнего этажа под нижней плитой оголовка. Достижение особого предельного состояния элементами консольного ростверка привело к увеличению растягивающих усилий в подвесках на 1,3 %. Максимальное значение усилий составило 61,3 т. Локальное обрушение конструкций ростверка привело к возникновению крена здания величиной 25,3 мм в направлении разрушенных элементов. Прогиб участка ростверка в области локального обрушения составил 37,4 мм, увеличившись на 14,5 мм.

Результаты цифрового моделирования здания при локальном обрушении подвесок представлены в табл. 6.

Эффект от обрыва подвесок трех подвешенных блоков этажей на напряженно-деформированное состояние несущих конструкций ствола здания является незначительным. Стоит отметить увеличение сжимающих напряжений в подвешенных плитах перекрытий на 27,1 %. Данное последствие локального обрушения наиболее заметно в зонах, расположенных под местом обрыва подвесок. Растягивающие усилия от вышедших из работы подвесок перераспределены между соседними рядами стальных канатов. Таким образом, усилия в них увеличились на 53,6 %, составив 92,9 т.

Таблица 6

Table 6

**Максимальные нормальные напряжения элементов здания  
при локальном обрушении подвесок**  
**Maximum normal strain of building elements during local collapse  
of the suspensions**

| Элемент здания                    | Нормальные напряжения<br>вдоль оси X элемента |              |                                  |              | Нормальные напряжения<br>вдоль оси Y элемента |              |                                  |              |
|-----------------------------------|-----------------------------------------------|--------------|----------------------------------|--------------|-----------------------------------------------|--------------|----------------------------------|--------------|
|                                   | $\sigma_x^+$ , тс/м <sup>2</sup>              | Изменение, % | $\sigma_x^-$ , тс/м <sup>2</sup> | Изменение, % | $\sigma_y^+$ , тс/м <sup>2</sup>              | Изменение, % | $\sigma_y^-$ , тс/м <sup>2</sup> | Изменение, % |
| Несущие стены                     | 409,7                                         | -1,8         | -494,8                           | -0,7         | 283,0                                         | -4,4         | -1621,4                          | 3,5          |
| Перегородки                       | 62,9                                          | 4,1          | -159,2                           | -5,5         | 137,0                                         | 0,0          | -778,0                           | 0,0          |
| Плиты перекрытия (ствол)          | 5318,8                                        | -6,5         | -4799,2                          | -6,5         | 3366,7                                        | -6,0         | -3743,3                          | -5,8         |
| Плиты перекрытия<br>(подвешенные) | 529,1                                         | -18,5        | -1229,5                          | 27,1         | 541,1                                         | -9,8         | -980,8                           | 4,5          |
| Балки ростверка                   | 934,9                                         | 0,4          | -485,2                           | -1,0         | 214,0                                         | 0,4          | -259,1                           | 1,1          |
| Поперечные связи ростверка        | 723,1                                         | -0,1         | -406,5                           | 2,6          | 214,6                                         | -1,1         | -445,8                           | -0,2         |
| Плиты ростверка                   | 796,3                                         | -12,7        | -1569,6                          | 5,7          | 1035,7                                        | 0,1          | -1520,2                          | 5,1          |
| Колонны ядра                      | —                                             | —            | —                                | —            | 150,0                                         | 9,1          | -735,0                           | 0,2          |
| Балки ядра                        | —                                             | —            | —                                | —            | 136,9                                         | -3,2         | -303,0                           | 0,0          |

Локальное обрушение подвесок привело к увеличению деформаций подвешенных плит перекрытий. Нормальной эксплуатации здания соответствует равномерное опускание подвешенных блоков этажей, вызванное растяжением вант. Ключевым следствием обрыва подвесок является двукратное увеличение

пролета плит перекрытий в зонах, расположенных под местом локального обрушения. По этой причине деформации отдельных участков подвешенных плит перекрытия принимают большие значения (табл. 7).

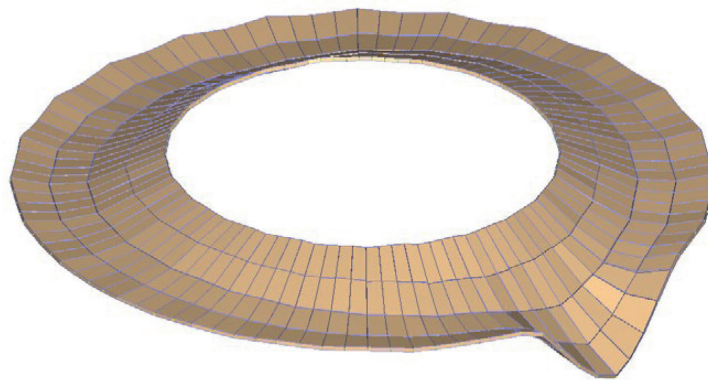
Деформированный вид плиты перекрытия верхнего подвешенного блока этажей приведен на рис. 9.

Таблица 7

Table 7

**Деформации подвешенных плит перекрытий**  
**Deformations of suspended floor slabs**

| Объем здания       | Максимальные вертикальные перемещения<br>плит перекрытий, мм |                              | Изменение<br>вертикальных<br>деформаций, % |
|--------------------|--------------------------------------------------------------|------------------------------|--------------------------------------------|
|                    | нормальная эксплуатация                                      | локальное обрушение подвесок |                                            |
| Первый блок этажей | 40,3                                                         | 84,1                         | 108,7                                      |
| Второй блок этажей | 53,8                                                         | 136,8                        | 154,3                                      |
| Третий блок этажей | 78,7                                                         | 186,6                        | 137,1                                      |



**Рис. 9.** Плита перекрытия с отображением деформаций  
**Fig. 9.** The floor slab with representation of deformations

### Выводы

1. Среди рассматриваемых сценариев локального разрушения конструкций выход из строя элементов консольного оголовка привел к наибольшему всплеску напряжений в несущих конструкциях здания.

2. Выключение из работы подвесок оказывает наибольшее влияние на напряжения и деформации, возникающие в подвешенных плитах перекрытий. Количество подвесок должно быть достаточным для перераспределения нагрузки от вышедших из строя элементов.

3. Ни одна из рассматриваемых расчетных ситуаций не привела к развитию разрушений конструкций ствольно-подвесного здания. Предлагаемое конструктивное решение здания ствольно-подвесного исполнения не подвержено прогрессирующему обрушению.

4. Для защиты ствольно-подвесных зданий от прогрессирующего обрушения необходимо предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие альтернативные способы передачи силовых потоков при возможном локальном обрушении несущих конструкций.

### Список литературы

- Маклакова Т.Г. Высотные здания. Градостроительные и архитектурно-конструктивные проблемы проектирования. 2-е изд. Москва: АСВ, 2008. 160 с.
- Бузало Н.А., Пономарев Р.Р. Узлы заанкеривания вант в вантовых покрытиях спортивных сооружений // *Актуальные проблемы науки и техники: Материалы Всероссийской (национальной) научно-практической конференции*. Ростов-на-Дону, 2023. С. 554–556.
- Бузало Н.А., Пономарев Р.Р., Смирнов В.А. Моделирование узлов вантовых покрытий спортивных сооружений // *Жилищное строительство*. 2023. № 6. С. 9–12. DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-6-9-12>
- Бузало Н.А., Платонова И.Д. Расчет висячей системы по конечно-элементной модели // *Известия высших учебных заведений. Северо-Кавказский регион. Технические науки*. 2003. № 3. С. 51–53.
- Ahmed A.R., Yermoshin N.A. Optimum design of cable-stayed bridges considering cable loss scenarios. *Asian journal of civil engineering*. 2024, no. 3, pp. 2801–2809.
- Белаш Т.А., Свитлик И.В. К вопросу о повышении сейсмостойкости зданий подвесного типа в районах высокой сейсмической активности // *Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений*. 2023. № 2. С. 54–66. DOI: <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-54-66>
- Уздин А.М., Сандович Т.А., Аль-Насер Мохомад Самих Амин. Основы теории сейсмостойкости и сейсмостойкого строительства зданий и сооружений. Санкт-Петербург: ВНИИГ, 1993. 175 с.
- Байнатов Ж.Б., Подольский Д.М. Подвесное здание повышенной этажности. Патент № 1357529 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01), E04B 1/34 (2006.01): № 3996924. Оpubл. 07.12.1987.
- Пеньковский Г.Ф., Севастьянов В.В., Ершов А.В. Сейсмостойкое здание с подвешенными этажами. Патент № 175448 Российская Федерация, МПК E04H 9/02 (2006.01). № 2017125171. Оpubл. 05.12.2017.
- Чануквадзе Г.Ш., Марджанишвили М.А., Микабадзе Ю.Г. Многоэтажное сейсмостойкое здание с подвешенными этажами. Патент № 791871 СССР, МПК E04H 9/02 (2006.01), E04B 1/34 (2006.01). № 2758567. Оpubл. 30.12.1980.
- СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. Москва: Стандартинформ, 2018.
- Программный комплекс ЛИРА 10.12. Руководство пользователя // ПК ЛИРА 10.12. URL: [https://lira-soft.com/upload/iblock/7b9/an6bai2i3shhypwx4gdz9f0lly5daoqv\\_Rukovodstvo\\_pol\\_zovatelya\\_LIRA\\_10.12.pdf](https://lira-soft.com/upload/iblock/7b9/an6bai2i3shhypwx4gdz9f0lly5daoqv_Rukovodstvo_pol_zovatelya_LIRA_10.12.pdf) (дата обращения: 23.01.2025).

13. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Москва, 2018.

### References

1. Maklakova T.G. High-rise buildings. Urban planning and architectural design problems. 2nd ed. Moscow: ASV Publ., 2008, 160 p. (In Russian).
2. Buzalo N.A., Ponomarev R.R. Shroud anchoring units in the shroud coverings of sports facilities. *Actual problems of science and technology: Proceedings of the All-Russian (National) Scientific and Practical Conference*. Rostov-on-Don, 2023, pp. 554–556. (In Russian).
3. Buzalo N.A., Ponomarev R.R., Smirnov V.A. Modeling of units of cable-stayed coverings of sports facilities. *Zhishchnoe Stroitel'stvo = Housing Construction*. 2023, no. 6, pp. 9–12. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.31659/0044-4472-2023-6-9-12>
4. Buzalo N.A., Platonova I.D. Calculation of a hanging system based on a finite element model. *News of higher educational institutions. The North Caucasus region. Technical sciences*. 2003, no. 3, pp. 51–53. (In Russian).
5. Ahmed A.R., Yermoshin N.A. Optimum design of cable-stayed bridges considering cable loss scenarios. *Asian journal of civil engineering*. 2024, no. 3, pp. 2801–2809.
6. Belash T.A., Svitlik I.V. On the issue of improving the seismic resistance of suspended buildings in areas of high seismic activity. *Seismostoikeye Stroitel'stvo. Bezopasnost' sooruzhenii = Earthquake engineering. Constructions safety*. 2023, no. 2, pp. 54–66. (In Russian). DOI: <https://doi.org/10.37153/2618-9283-2023-1-54-66>
7. Uzdin A.M., Sandovich T.A., Al-Nasser Mohomad Samih Amin. Fundamentals of the theory of earthquake resistance and earthquake engineering. Saint Petersburg: VNIIG, 1993, 175 p. (In Russian).
8. Baynatov Zh.B., Podolsky D.M. Suspended high-rise building. Patent No. 1357529 USSR, IPC E04H 9/02 (2006.01), E04B 1/34 (2006.01). No. 3996924. Publ. date 07.12.1987. (In Russian).
9. Penkovsky G.F., Sevastyanov V.V., Yershov A.V. Earthquake-resistant building with suspended floors. Patent No. 175448 Russian Federation, IPC E04H 9/02 (2006.01). No. 2017125171. Publ. date 05.12.2017. (In Russian).

10. Chanukvadze G.Sh., Marjanishvili M.A., Mikabadze Yu.G. Multi-storey earthquake-resistant building with suspended floors. USSR Patent No. 791871, IPC E04H 9/02 (2006.01), E04B 1/34 (2006.01). No. 2758567. Publ. date 30.12.1980. (In Russian).
11. SP 385.1325800.2018. Protection of buildings and structures against progressive collapse. Design code. Basic statements. Moscow: Standartinform Publ., 2018. (In Russian).
12. Software package LIRA 10.12. User's Guide. PC LIRA 10.12 URL: [https://lira-soft.com/upload/iblock/7b9/an6bai2i3shhypwx4gdz9f0lly5daoqv/Rukovodstvo\\_pol\\_zovatelya\\_LIRA\\_10.12.pdf](https://lira-soft.com/upload/iblock/7b9/an6bai2i3shhypwx4gdz9f0lly5daoqv/Rukovodstvo_pol_zovatelya_LIRA_10.12.pdf) (accessed: 23 January 2025). (In Russian).
13. СП 63.13330.2018. Concrete and reinforced concrete structures. General provisions. Updated version of SNiP 52-01-2003. Moscow, 2018. (In Russian).

### Информация об авторах

#### Information about the authors

**Татьяна Александровна Белаш**, д-р техн. наук, профессор кафедры строительных сооружений, конструкций и материалов, АО «НИЦ «Строительство», Москва

e-mail: [belashta@mail.ru](mailto:belashta@mail.ru)

**Tatyana A. Belash**, Dr. Sci. (Engineering), Professor of the Department of Building Structures, Structures and Materials, JSC Research Center of Construction, Moscow  
e-mail: [belashta@mail.ru](mailto:belashta@mail.ru)

**Илья Владимирович Свитлик**✉, аспирант кафедры металлических и деревянных конструкций, Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург

e-mail: [svitlik.i@yandex.ru](mailto:svitlik.i@yandex.ru)

тел.: +7 (952) 667-41-88

**Ilya V. Svitlik**✉, Postgraduate Student, Department of Metal and Timber Constructions, Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, Saint Petersburg

e-mail: [svitlik.i@yandex.ru](mailto:svitlik.i@yandex.ru)

tel.: +7 (952) 667-41-88

✉ Автор, ответственный за переписку / Corresponding author