

Вестник Томского государственного
архитектурно-строительного университета.
2023. Т. 25. № 1. С. 134–141.

ISSN 1607-1859 (для печатной версии)
ISSN 2310-0044 (для электронной версии)

Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo
arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta –
Journal of Construction and Architecture.
2023; 25 (1): 134–141.
Print ISSN 1607-1859
Online ISSN 2310-0044

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ

УДК 693.22:624.04

DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-1-134-141

МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ БЕЗРИГЕЛЬНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ЗДАНИЯ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

Иван Иванович Подшивалов

*Томский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Томск, Россия*

Аннотация. Объектом исследования являются перекрытия экспериментального пятиэтажного с подвалом сборно-монолитного безригельного каркасного здания.

Моделирование напряженного состояния перекрытий каркасного экспериментального здания от прогрессирующего обрушения выполнено при удалении средней колонны в подвале *с помощью кинематического метода теории предельного равновесия* в ПК MicroFe с разработкой пространственной расчетной модели на жестком основании.

Полученные результаты показали невозможность прогрессирующего обрушения безригельных перекрытий при удалении средней колонны в подвале экспериментального здания.

Ключевые слова: каркас, перекрытие, выключение колонны, прогрессирующее обрушение, расчетная модель, напряженное состояние

Для цитирования: Подшивалов И.И. Моделирование напряженного состояния безригельных перекрытий экспериментального здания от прогрессирующего обрушения // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2023. Т. 25. № 1. С. 134–141. DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-1-134-141.

ORIGINAL ARTICLE

FINITE ELEMENT MODELING OF STRESS-STRAIN STATE OF GIRDERLESS FLOOR CONSTRUCTION CAUSED BY PROGRESSIVE COLLAPSE

Ivan I. Podshivalov

Tomsk State University of Architecture and Building, Tomsk, Russia

Abstract. Purpose: Finite element modeling (FEM) of the stress-strain state of the five-storey frame building with girderless floors and the basement caused by progressive collapse.

Methodology: FEM is performed in the MicroFe software with the removal of the medium column in the basement using the limit equilibrium theory. Development of the three-dimensional model on a rigid base.

Research findings: It is shown that progressive collapse of girderless floors is impossible after the removal of the medium column in the basement of the experimental building.

Keyword: frame, floor, column removal, progressive collapse, design model, stress-strain state

For citation: Podshivalov I.I. Finite element modeling of stress-strain state of girderless floor construction caused by progressive collapse. Vestnik Tomskogo gosudarstvennogo arkhitekturno-stroitel'nogo universiteta – Journal of Construction and Architecture. 2023; 25 (1): 134–141. DOI: 10.31675/1607-1859-2023-25-1-134-141.

Сборно-монолитное исполнение каркаса позволяет максимально эффективно использовать преимущества монолитного и сборного домостроения [1]. В то же время в сборно-монолитном домостроении наблюдается завышенная оценка конструктивных решений [2] и недостаточная экспериментальная база данных для объективного анализа несущей способности, жесткости и трещиностойкости конструкций [3].

Применение монолитного ребристого перекрытия по сравнению с плоским перекрытием позволяет получить конструкцию с более высокой несущей способностью, жесткостью и трещиностойкостью, а также приводит к уменьшению расхода бетона и арматуры [4]. Однако в жилых зданиях, из-за малой высоты помещений, устройство ригелей нежелательно [5].

Живучесть, по определению проф. В.Д. Райзера, – это свойство конструкций сохранять при аварийных воздействиях способность к выполнению основных функций, не допуская лавинообразного (каскадного) разрушения [6]. Здание следует проектировать таким образом, чтобы в случае разрушения любого элемента весь объект или его наиболее ответственная часть сохраняли работоспособность в течение периода времени, достаточного для принятия срочных мер [7].

В настоящее время, для того чтобы повысить безопасность зданий и сооружений и тем самым сохранить жизнь людей, стало необходимым учитывать запроектные нагрузки [8–10]. Расширился перечень зданий, подлежащих расчету от прогрессирующего обрушения¹ до уровня ответственности КС-2. Расчет выполняется на особое сочетание нагрузок, которые включают в себя нормативные постоянные и временные длительные нагрузки [11]. В случае локального разрушения отдельных элементов конструктивная система должна обладать способностью перераспределять усилия между сохранившимися конструкциями. Расчет от прогрессирующего обрушения выполняется при использовании пространственных расчетных моделей как на естественном, так и на жестком основании [12]. За расчетные характеристики материалов принимаются их нормативные значения. Устойчивость здания к прогрессирующему обрушению обеспечивается рассмотрением различных сценариев исключения несущих элементов.

Параметры прогрессирующего обрушения определяются путем учета нагрузки от выключенного из работы конструктивного элемента, реакция от которого может приниматься следующим образом: мгновенное удаление вы-

¹ СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения.

ключаемого конструктивного элемента в первичной расчетной схеме (ПРС) моделируется внутренними усилиями, прикладываемыми во вторичной расчетной схеме (ВРС) с обратным знаком – коэффициентом моделирования усилий $K = 1$, что соответствует максимально невыгодному условию при динамическом коэффициенте $K_d = 2$ (например, продольная сила, возникающая в выключенной колонне, прикладывается в верхний узел и направлена сверху вниз).

После выключения конструктивного элемента в расчетной модели наступает состояние стабилизации. В ВРС все внутренние усилия, возникающие в выключенном элементе, обнуляются, коэффициент моделирования усилий $K = 0$, динамический коэффициент $K_d = 1$.

Следует отметить, что при коэффициенте моделирования усилий $K = -1$ в ВРС реакция от выключенного элемента принимается без изменения знака, например, продольная сила от выключенной колонны прикладывается в верхний узел и направлена снизу вверх. Динамический коэффициент $K_d = 0$. Получаем случай, когда ВРС становится эквивалентной ПРС.

Как известно, в теории предельного равновесия разрушение отдельного элемента не может привести к разрушению всей конструкции, в то же время может разрушиться вся конструкция, превратившись в механизм, т. е. в кинематически изменяемую систему.

При расчете кинематическим методом теории предельного равновесия в ВРС реакция (продольная сила и два изгибающих момента) от удаленной колонны прикладывается в узле по направлению снизу вверх. Задаются три комбинации воздействий, куда входят все нагружения и отдельно позиция – реакция выключенной колонны. В первой комбинации коэффициент моделирования усилий $K = 1$, динамический коэффициент $K_d = 0$ – стадия эксплуатации; во второй комбинации $K = -1$, $K_d = 2$ – состояние в момент удаления колонны; в третьей комбинации $K = 0$, $K_d = 1$ – стадия стабилизации после удаления колонны.

Формируются группы элементов с одинаковой несущей способностью и нормативными значениями сопротивления материалов. Для обеспечения работы стержневых элементов по несущей способности вводятся две опции – многомерные элементные шарниры и односторонние шарниры, расчет стержневых элементов и перекрытий выполняется по теории предельных поверхностей.

Следует отметить, что в ПВК MicroFe при расчете от прогрессирующего обрушения кинематическим методом теории предельного равновесия не надо задавать наиболее вероятные механизмы разрушения элементов каркаса. Механизм разрушения из условия минимума несущей способности конструкции каркаса определяется в самой программе автоматически.

Рассматриваемое экспериментальное пятиэтажное двухподъездное здание с подвалом прямоугольной формы в плане, имеющее размеры по осям $43,34 \times 12$ м, запроектировано для строительства в Кемеровской области. Высота здания равна 18,65 м. По уровню ответственности здание как экспериментальное соответствует классу КС-2 и подлежит расчету от прогрессирующего обрушения.

Конструктивная схема здания представляет собой сборно-монолитный безригельный каркас, который состоит из сборных железобетонных колонн сечени-

ем 400×400 мм и жестких дисков перекрытий толщиной 160 мм, объединяющих колонны в единую пространственную систему за счет жесткого соединения сборных панелей перекрытий с колоннами через сварку закладных деталей, а также за счет соединения сборных панелей перекрытий между собой петлевыми арматурными выпусками по периметру панелей и последующего замоноличивания всех стыковых соединений, в результате чего образуется рамно-связевая конструкция в двух взаимно перпендикулярных направлениях здания.

Продольная арматура колонн – 4Ø25A400, поперечная арматура – Ø6A240/200. Плиты перекрытий армированы в виде верхней и нижней сеток из стержней Ø14A400/150.

По заданной конструктивной схеме здания в ПК MicroFe была разработана расчетная модель, в которой панели диафрагм жесткости в подвале, диски перекрытий моделировались конечным элементом типа «плоский прямоугольный элемент оболочки», колонны и поэтажные связи моделировались конечным элементом типа «стержень». Расчетная конечно-элементная модель здания и ее визуализация приведены на рис. 1.

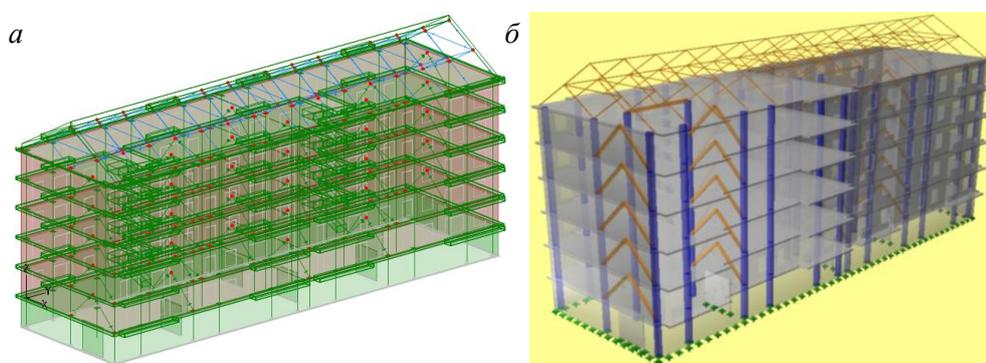


Рис. 1. Расчетная конечно-элементная модель (а) и ее визуализация (б)
 Fig. 1. FEM (a) and FEM visualization (b)

При расчете кинематическим методом теории предельного равновесия в ПРС – стадия эксплуатации – изополя несущей способности и вертикальных перемещений фрагмента перекрытия подвала приведены на рис. 2 и 3. В этом случае максимальный коэффициент использования несущей способности перекрытия подвала составил $\text{Max } k = 0,989986$. Такой результат получен следующим образом: на первом этапе решалась прямая задача – расчет необходимого армирования перекрытий, на втором этапе, при решении обратной задачи, полученное армирование передавалось в расчет по проверке несущей способности перекрытий. Наибольшее вертикальное перемещение фрагмента перекрытия подвала равно 6,9 мм.

Изополя несущей способности фрагмента перекрытия при расчете от прогрессирующего обрушения кинематическим методом теории предельного равновесия в момент выключения средней колонны в подвале показаны на рис. 4. Максимальный коэффициент использования несущей способности перекрытия подвала, при котором появились локальные зоны пластических шарни-

ров в области выключенной колонны подвала, составил $\text{Max } k = 3,95413$. При этом рассматриваемая конструкция не превратилась в механизм.



Рис. 2. Изополя несущей способности фрагмента перекрытия подвала в ПРС – стадия эксплуатации

Fig. 2. Load-carrying capacity isofields of basement slab fragment in the primary calculation scheme (operation stage)

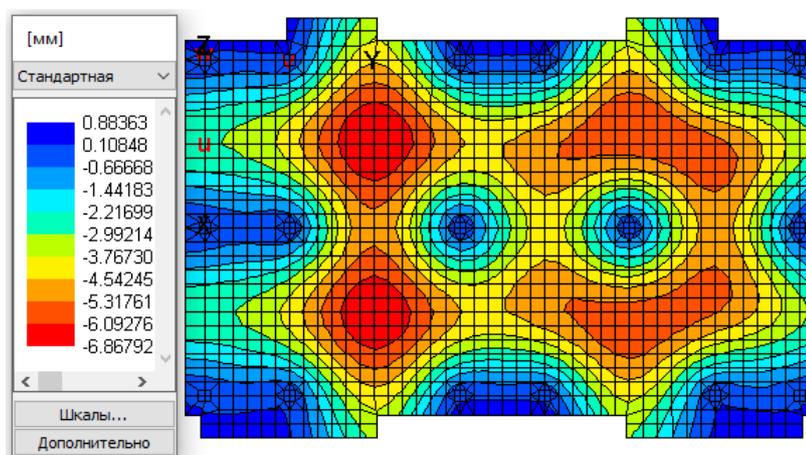


Рис. 3. Изополя вертикальных перемещений фрагмента перекрытия подвала в ПРС – стадия эксплуатации

Fig. 3. Vertical motion isofields of basement slab fragment in the primary calculation scheme (operation stage)

При расчете от прогрессирующего обрушения в стадии стабилизации после выключения средней колонны в подвале изополя несущей способности и вертикальных перемещений фрагмента перекрытия подвала приведены на

рис. 5 и 6. Максимальный коэффициент использования несущей способности перекрытия подвала составил $\text{Max } k = 0,991533$. Прогиб фрагмента перекрытия подвала над выключенной колонной равен $f = 15,3$ мм.

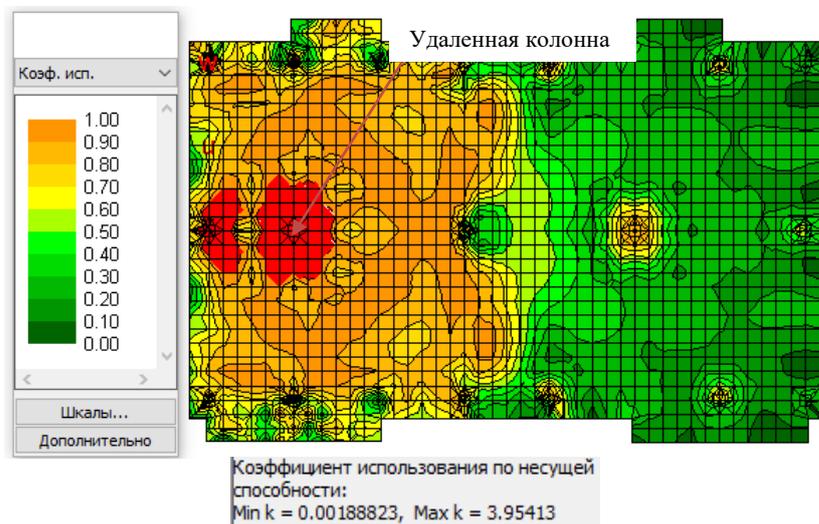


Рис. 4. Изополя несущей способности фрагмента перекрытия подвала в ВРС – момент выключения средней колонны в подвале. Красный цвет – зоны образования локальных пластических шарниров

Fig. 4. Load-carrying capacity isofields of basement slab fragment in the secondary calculation scheme (middle column removal). Red color indicates plastic hinge formations



Рис. 5. Изополя несущей способности фрагмента перекрытия подвала в ВРС – стадия стабилизации после удаления средней колонны в подвале

Fig. 5. Load-carrying capacity isofields of basement slab fragment in the secondary calculation scheme (middle column removal)

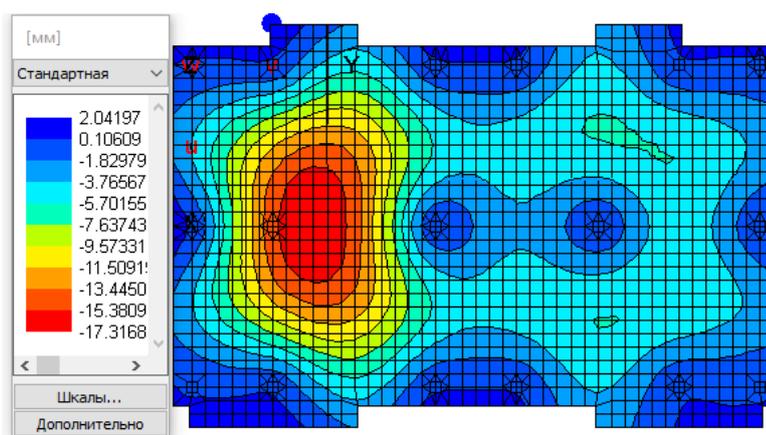


Рис. 6. Изополя вертикальных перемещений фрагмента перекрытия подвала в ВРС – стадия стабилизации после удаления средней колонны в подвале

Fig. 6. Vertical motion isofields of basement slab fragment in the secondary calculation scheme (stabilization after removal elimination of the middle column)

Таким образом, моделирование напряженного состояния железобетонных конструкций экспериментального здания от прогрессирующего обрушения позволило утверждать о невозможности отказа перекрытий при удалении наиболее нагруженной средней колонны в подвале.

В момент выключения средней колонны в подвале здания в перекрытии подвала в области удаленной колонны появились локальные зоны пластических шарниров, которые не привели к превращению здания в механизм, т. е. в кинематически изменяемую систему.

СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. Унифицированная система сборно-монолитного каркаса КУБ 2.5. Вып. 1-1. Москва : Стройиздат. 1990. 49 с.
2. Митасов В.М., Коянкин А.А. Работа диска сборно-монолитного перекрытия // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2014. № 3. С. 103–104.
3. Коянкин А.А., Митасов В.М. Каркас сборно-монолитного здания и особенности его работы на разных жизненных циклах // Вестник МГСУ. 2015. № 9. С. 28–35.
4. Маковский С.А., Новиков М.В., Маковская Т.А. Конечно-элементный анализ напряженно-деформированного состояния монолитного перекрестно-ребристого перекрытия // Известия вузов. Северо-Кавказский регион. Технические науки. 2017. № 2. С. 91–96.
5. Яров В.А., Скрипальчиков К.В. Безригельные монолитные перекрытия многоэтажных зданий с колоннами крестового сечения // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2009. № 2. С. 97–91.
6. Райзер В.Д. К проблеме живучести зданий и сооружений // Строительная механика и расчет сооружений. 2012. № 5. С. 77–78.
7. Краснощеков Ю.В., Мельникова С.О., Екимов А.А. Живучесть многоэтажного здания со связевым каркасом // Вестник СибАДИ. 2016. № 2 (48). С. 100–104.
8. Травуш В.И., Колчунов В.И., Леонтьев Е.В. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в рамках законодательных и нормативных требований // Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 2. С. 4654.
9. Кодыш Э.Н. Проектирование защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения с учетом возникновения особого предельного состояния // Промышленное и гражданское строительство. 2018. № 10. С. 95–101.

10. Ведыков И.И., Ефремов 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.
11. Кодыш Э.Н., Трекин Н.Н., Чесноков Д.А. Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения // Промышленное и гражданское строительство. 2016. № 6. С. 9–13.
12. Кабанцев О.В., Тамразян А.Г. Учет изменений расчетной схемы при анализе работы конструкции // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5. С. 15–26.

REFERENCES

1. Unified reinforced concrete composite frame KUB 2.5. Issue 1-1. Moscow: Stroiizdat, 1990. 49 p. (In Russian).
2. Mitasov V.M., Koyankin A.A. Disc operation of reinforced concrete composite slab. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenii. Stroitel'stvo*. 2014; (3): 103–104. (In Russian).
3. Koyankin A.A., Mitasov V.M. Prefabricated solid building frame and its properties in different life cycles. *Vestnik MGSU*. 2015; (9): 28–35. (In Russian).
4. Makovskii S.A., Novikov M.V., Makovskaya T.A. Finite element analysis of the stress-strain state of cast-in-place beam-and-slab floor. *Izvestiya vuzov. Severo-Kavkazskii region. Tekhnicheskie nauki*. 2017; (2): 91–96. (In Russian).
5. Yarov V.A., Skripal'shchikov K.V. Reinforced concrete composite frame without collar beams with X cross-section. *Vestnik of Tomsk State University of Architecture and Building*. 2009; (2): 97–91. (In Russian).
6. Raizer V.D. Toward the building robustness. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzhenii*. 2012; (5): 77–78. (In Russian).
7. Krasnoshchekov Yu.V., Mel'nikova S.O., Ekimov A.A. Survivability of multi-floor building with braced framing. *Vestnik SibADI*. 2016; 48 (2): 100–104. (In Russian).
8. Travush V.I., Kolchunov V.I., Leont'ev E.V. Building protection against progressive collapse in terms of legal and regulatory documents. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2019; (2): 46–54. (In Russian).
9. Kodysh E.N. Design protection of buildings against progressive collapse, with respect to limit state. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2018; (1): 95–101. (In Russian).
10. Vedyakov I.I., Efremov P.G., Odesskii P.D., Popov N.A., Solov'ev D.V. Progressive collapse analysis of buildings: Normative requirements. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2019; (4): 16–24. (In Russian).
11. Kodysh E.N., Trekin N.N., Chesnokov D.A. Protection of multi-floor buildings against progressive collapse. *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2016; (6): 9–13. (In Russian).
12. Kabantsev O.V., Tamrazyan A.G. Consideration of changes in design diagram in structural analysis. *Inzhenerno-stroitel'nyi zhurnal*. 2014; (5): 15–26. (In Russian).

Сведения об авторе

Подшивалов Иван Иванович, канд. техн. наук, доцент, Томский государственный архитектурно-строительный университет, 634003, г. Томск, пл. Соляная, 2, ivanpodchivalov@list.ru

Author Details

Ivan I. Podshivalov, PhD, A/Professor, Tomsk State University of Architecture and Building, 2, Solyanaya Sq., 634003, Tomsk, Russia, ivanpodchivalov@list.ru

Статья поступила в редакцию 04.10.2022
Одобрена после рецензирования 27.11.2022
Принята к публикации 23.01.2023

Submitted for publication 04.10.2022
Approved after review 27.11.2022
Accepted for publication 23.01.2023