

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ. СТРОИТЕЛЬНАЯ МЕХАНИКА. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ, ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

НАУЧНАЯ СТАТЬЯ / RESEARCH PAPER

УДК 691.328.4:624.04

DOI: 10.22227/1997-0935.2026.4.495-511

## Расчет плит перекрытий монолитных каркасов с комбинированным армированием на эксплуатационные нагрузки и устойчивость к прогрессирующему обрушению

Игорь Андреевич Антаков<sup>1</sup>, Алексей Борисович Антаков<sup>1</sup>,  
Антон Ринатович Гиздатуллин<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ);  
г. Казань, Республика Татарстан, Россия;

<sup>2</sup> Казанский Инженерный Проект (КазИнжПроект); г. Казань, Республика Татарстан, Россия

### АННОТАЦИЯ

**Введение.** На данный момент применение композитной полимерной арматуры в несущих конструкциях зданий в основном сводится к фундаментам, что обусловлено физико-механическими свойствами композитов. С целью расширения области применения композитной арматуры предлагается рассмотреть возможность использования ее в качестве верхнего армирования плит перекрытий монолитных каркасов, подлежащих расчету на устойчивость к прогрессирующему обрушению.

**Материалы и методы.** Объектом численного исследования принято 10-этажное здание с каркасно-стеновой (смешанной) конструктивной системой. Для сравнения рассматривались два варианта армирования плит перекрытий — сетками в нижней и верхней зонах: 1 — нижнее и верхнее армирование из арматурных стержней класса А500 ГОСТ 34028–2016; 2 — нижнее армирование из арматурных стержней класса А500 ГОСТ 34028–2016, верхнее из стеклокомпозитной арматуры (АСК) по ГОСТ 31938–2022. Расчеты выполнялись на основное сочетание нагрузок и на устойчивость к прогрессирующему обрушению с использованием программного комплекса «ЛИРА» версия 10.12. В результате расчетов определялись необходимые площади армирования плиты перекрытия первого этажа.

**Результаты.** Требуемая площадь армирования АСК при расчете на прогрессирующее обрушение в квазистатической постановке с величиной коэффициента динамичности  $K_{дин} = 1,444$  превысила площадь при расчете на основное сочетание нагрузок на 7,46 %. При этом, если при расчете на основное сочетание нагрузок площадь верхнего армирования АСК превышала площадь стальной арматуры А500 на 39,35 %, то при расчете на прогрессирующее обрушение разница сократилась до 17,68 и 15,32 % соответственно для расчетов в квазистатической постановке с величинами коэффициента динамичности  $K_{дин} = 1,444$  и  $K_{дин} = 2$ .

**Выводы.** Полученные результаты показали, что предложенное комбинированное армирование плит перекрытий с учетом выполнения расчетов на устойчивость к прогрессирующему обрушению позволяет более эффективно использовать композитную арматуру.

**КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА:** прогрессирующее обрушение, локальный отказ, неметаллическая арматура, композитная полимерная арматура, бетонные конструкции, стеклокомпозитная арматура

**ДЛЯ ЦИТИРОВАНИЯ:** Антаков И.А., Антаков А.Б., Гиздатуллин А.Р. Расчет плит перекрытий монолитных каркасов с комбинированным армированием на эксплуатационные нагрузки и устойчивость к прогрессирующему обрушению // Вестник МГСУ. 2026. Т. 21. Вып. 4. С. 495–511. DOI: 10.22227/1997-0935.2026.4.495-511

Автор, ответственный за переписку: Игорь Андреевич Антаков, igor788@bk.ru.

## Design of floor slabs in monolithic frames with composite reinforcement for service loads and resistance to progressive collapse

Igor A. Antakov<sup>1</sup>, Alexey B. Antakov<sup>1</sup>, Anton R. Gizdatullin<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE);  
Kazan, Republic of Tatarstan, Russian Federation;

<sup>2</sup> Kazan Engineering Project (KazInzhProject); Kazan, Republic of Tatarstan, Russian Federation

### ABSTRACT

**Introduction.** At the moment, the use of fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement in load-bearing structures of buildings is mainly reduced to foundations. This is due to the physical and mechanical properties of fibre-reinforced polymer.

To expand the field of application of composite reinforcement, it is proposed to use it as an upper reinforcement of slabs of monolithic concrete frames. The frame is designed to be resistant to progressive collapse.

**Materials and methods.** The object of the numerical study is a 10-storey building with a frame-wall structural system. For comparison, two options for reinforcing floor slabs were considered — bar mat in the lower and upper zones: 1 — lower and upper reinforcement from reinforcing bars of class A500 of National State Standard 34028–2016; 2 — lower reinforcement made of reinforcing bars of class A500, upper reinforcement made of glass fibre-reinforced polymer (GFRP) of National State Standard 31938–2022. Calculations were performed for the main combination of loads and for resistance to progressive collapse. The software package LIRA version 10.12 was used. As a result of the calculations, the required reinforcement areas of the first-floor slab were determined.

**Results.** The required reinforcement area of the GFRP when calculated for resistance to progressive collapse in a quasi-static formulation, with a dynamic factor of  $K_{dyn} = 1.444$ , exceeded the area when calculated for the main combination of loads by 7.46 %. The required area of the upper reinforcement of the ASK, calculated for the main combination of loads, exceeded the area of the A500 steel reinforcement by 39.35 %. When calculating for progressive collapse, the difference decreased to 17.68 and 15.32 %, respectively, for calculations in a quasi-static formulation with the values of the dynamic factors  $K_{dyn} = 1.444$  and  $K_{dyn} = 2$ .

**Conclusions.** The proposed combined reinforcement of floor slabs, taking into account the calculations for resistance to progressive collapse, allows for more efficient use of FRP reinforcement.

**KEYWORDS:** progressive collapse, local destruction, non-metallic reinforcement, fibre-reinforced polymer reinforcement, concrete structures, glass fibre-reinforced polymer reinforcement

**FOR CITATION:** Antakov I.A., Antakov A.B., Gizdatullin A.R. Design of floor slabs in monolithic frames with composite reinforcement for service loads and resistance to progressive collapse. *Vestnik MGSU* [Monthly Journal on Construction and Architecture]. 2026; 21(4):495-511. DOI: 10.22227/1997-0935.2026.4.495-511 (rus.).

Corresponding author: Igor A. Antakov, igor788@bk.ru.

## ВВЕДЕНИЕ

Несмотря на возросший объем исследований в области применения арматуры композитной полимерной (АКП) в качестве армирования бетонных конструкций, наличие действующих нормативных документов по производству АКП — ГОСТ 31938–2022 «Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия» и проектированию конструкций с таким армированием — СП 295.1325800.2017 «Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования», использование АКП в несущих конструкциях главным образом сводится к фундаментам зданий. Применение композитной арматуры для армирования стен, колонн и перекрытий ограничивается ее физико-механическими свойствами:

1. При высокой прочности на растяжение АКП обладает более низким модулем упругости в отличие от стальной арматуры. В связи с этим изгибаемые элементы с композитной арматурой имеют большую деформативность и ширину раскрытия трещин по сравнению с железобетонными аналогами. Требования по второй группе предельных состояний могут быть основными при проектировании таких конструкций [1–3]. В ранее проведенном исследовании [4] установлено, что предельные состояния по эксплуатационной пригодности балок с АКП наступают при 26,1–52,9 % от разрушающих нагрузок, у балок с преднапряженной композитной арматурой — 42,3–70,3 %. В то же время с уменьшением диаметра АКП изгибающие моменты, соответствующие предельным состояниям по эксплуатационной пригодности, приближаются к разрушающим. Следовательно, более эффективным является использование стержней меньшего диаметра. Таким

образом, высокая прочность композитов недоиспользуется. Данный недостаток можно компенсировать путем применения высокомодульной композитной арматуры [5]. Однако стоимость такой арматуры выше, из-за чего широкое использование ее в строительстве нецелесообразно.

2. Прочность АКП на сжатие существенно меньше, чем на растяжение. Согласно СП 295.1325800.2017 сопротивление композитной арматуры на сжатие принимается равным нулю. Ввиду малой изученности работы сжатых элементов с АКП под нагрузкой в методике СП 295.1325800.2017 приняты расчетные выражения, обеспечивающие запас их несущей способности [6].

3. Сопротивление композитной арматуры на растяжение при длительном действии нагрузки значительно меньше, чем при кратковременном. Согласно СП 295.1325800.2017 коэффициент снижения прочности при длительном действии нагрузки в зависимости от вида АКП составляет 0,3–0,6.

4. Конструкции с АКП имеют относительно низкую теплостойкость [7]. В сравнении с железобетонными элементами для обеспечения аналогичной огнестойкости бетонных элементов с АКП требуется увеличение защитного слоя бетона [8].

Действующие методики расчета конструкций с композитной арматурой разработаны на основе нормативных алгоритмов для железобетонных конструкций с введением ряда корректировок, учитывающих особенности АКП. Ключевые отличия методики расчета конструкций с АКП по СП 295.1325800.2017 от методики расчета железобетонных конструкций по СП 63.13330.2018 следующие:

1. В расчете прочности нормального сечения при отношении  $\xi > \xi_R$  — переармированные сечения, предполагается разрушение от дробления бето-

на в сжатой зоне вместо выражения по определению высоты сжатой зоны  $x = \xi_R \cdot h_0$ , используется:

$$x = \sqrt{(0,5\mu_f \alpha_{f2} h_0)^2 + \mu_f \alpha_{f2} \omega h_0^2 - 0,5\mu_f \alpha_{f2} h_0}. \quad (1)$$

Данная формула основывается на расчете прочности нормального сечения по деформационной модели исходя из горизонтального участка диаграммы деформирования бетона. Позволяет учесть повышение несущей способности элемента по нормальному сечению при увеличении площади растянутой арматуры при отношении  $\xi > \xi_R$ . Исследование [9] показало, что использование формулы (1) существенно увеличивает точность расчетов перearмированных сечений.

2. В расчете по образованию трещин изменена формула по установлению упругопластического момента сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна бетона  $W_{pl}$ . Этот параметр применяется при определении момента трещинообразования  $M_{crc}$ . В первоначальной редакции СП 295.1325800.2017 данные выражения были идентичны методике расчета железобетонных конструкций СП 63.13330.2018:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl}; \quad (2)$$

$$W_{pl} = 1,3 \cdot W_{red}. \quad (3)$$

В формуле (3) под величиной 1,3 подразумевается коэффициент, учитывающий неупругие свойства бетона растянутой зоны сечения  $\gamma$ . В Изменении № 1 к СП 295.1325800.2017 в формулу (3) внесли корректировки:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red}; \quad (4)$$

$$\gamma = 1,73 - 0,005(B - 15). \quad (5)$$

К примеру, при классе бетона В25 коэффициент  $\gamma$ , определенный по формуле (5), будет равен 1,68. Таким образом, величина изгибающего момента при образовании трещин по методике СП 295.1325800.2017 больше, чем по СП 63.13330.2018. Также уменьшается коэффициент  $\psi_f = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M}$ , учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами, который принимается во внимание при расчете ширины раскрытия трещин [10].

3. В расчетах по второй группе предельных состояний увеличены предельные величины ширины раскрытия трещин до 0,7 мм при непродолжительном раскрытии и 0,5 мм при продолжительном. Увеличено значение коэффициента  $\varphi_2$ , учитывающего профиль продольной АКП, до 0,7 для арматуры периодического профиля.

В методике СП 63.13330.2012 базовое расстояние между трещинами  $l_f$  определяется по формуле:

$$l_f = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_f} d_s, \quad (6)$$

принимается не менее  $10d_s$  и 10 см, и не более  $40d_s$  и 40 см.

В СП 295.1325800.2017 расчетное (формула (7)) и граничные значения  $l_f$  уменьшены в два раза:

$$l_f = 0,25 \frac{A_{bt}}{A_f} d_s, \quad (7)$$

принимается не менее  $10d_f$  и 10 см, и не более  $20d_f$  и 20 см.

Таким образом, величины ширины раскрытия трещин, определенные по методике СП 295.1325800.2017, будут меньше, чем по СП 63.13330.2018 [11]. Но даже с учетом этих корректировок методики расчета, повышающих «конкурентоспособность» АКП перед стальной арматурой, массовому использованию композитов в несущих конструкциях зданий препятствуют описанные выше физико-механические особенности композитов.

В последние годы в практике проектирования все более актуальным вопросом становится обеспечение устойчивости зданий и сооружений к прогрессирующему обрушению. Аварийные воздействия, вызывающие лавинообразное обрушение всего здания или его части, различного происхождения приводят к значительным экономическим потерям и человеческим жертвам. Причины локального разрушения разнообразны: природные (сейсмические, геологические, стихийные); техногенные (силовые, несилловые); чрезвычайные (взрывы, пожары, аварии, наезды транспортных средств); ошибки при проектировании и строительстве [12–14]. В исследовании [15] были проанализированы 40 случаев обрушений зданий в различных странах. Среди них ошибки при строительстве и проектировании (включая их взаимодействие) оказались наиболее частыми причинами, приводящими к первоначальному повреждению, ведущему к постепенному обрушению зданий (65 % случаев).

В настоящее время прогрессирующее обрушение зданий и сооружений является одной из наиболее важных тем научных работ [16, 17]. Отправной точкой резкого роста исследований в данной области можно считать обрушение башен Всемирного торгового центра в Нью-Йорке 11 сентября 2001 г. [18]. Анализ количества публикаций в базе Scopus с упоминанием терминов «progressive collapse» и «structure» показывает: до 2002 г. большинство исследований о прогрессирующем обрушении проводилось в США и Великобритании, где произошли обрушения зданий Ronan Point в Лондоне в 1968 г. и административного здания имени Альфреда Марра в столице штата Оклахома в 1995 г. После атак на Всемирный торговый центр в 2001 г. исследования активизировались, особенно в США, и Великобритания стала второй страной по объему исследований в этой области (2003–2007 гг.); в период с 2009 по 2017 г. ситуация изменилась, первое место по количеству публикаций занимает Китай, второе — США, третье — Великобритания [18, 19].

Учитывая имеющиеся недостатки конструкций с АКП, относительно низкие прочность при длительных нагрузках и огнестойкость, высокую деформативность и большую ширину раскрытия трещин, предлагается рассмотреть возможность использования композитной арматуры в качестве верхнего армирования плит перекрытий монолитных каркасов, подлежащих расчету на устойчивость к прогрессирующему обрушению. Предполагается армирование монолитных плит перекрытий выполнять двумя сетками: в нижней зоне из стальной арматуры, в верхней — из арматуры стеклокомпозитной (АСК).

Подразумевается, что данное конструктивное решение в такой расчетной ситуации позволит более эффективно использовать композитную арматуру. Располагая АКП в верхней зоне плиты, она будет защищена от воздействия высоких температур при пожаре не только защитным слоем бетона, но и стяжкой пола. При расчете каркаса на устойчивость к прогрессирующему обрушению требования к трещиностойкости отсутствуют, прогибы изгибаемых элементов не должны превышать 1/30, 1/50 пролета в зависимости от вида арматуры. Так как аварийное воздействие является кратковременным, в расчете будут использоваться расчетные характеристики материалов, равные их нормативным значениям. Соответственно коэффициент снижения прочности АКП при длительном действии нагрузки

учитываться не будет. Усилия в несущих элементах здания при расчете на прогрессирующее обрушение значительно больше, чем при расчете на основное сочетание нагрузок [13, 20]. Можно предположить, что требуемая площадь композитной арматуры будет также больше, чем при расчете на основное сочетание нагрузок. Для подтверждения или опровержения данного предположения были выполнены расчеты, представленные в настоящей статье.

### МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Объектом численного исследования принято 10-этажное здание прямоугольной формы в плане с размерами в осях 23,5 × 15,0 м, высота каждого этажа 3,3 м.

Конструктивная система здания — каркасно-стенная (смешанная), вертикальные несущие элементы — колонны и стены. Несущий каркас сооружения выполнен из монолитного железобетона. Стены толщиной 200 мм. Колонны сечением 450 × 450 мм и 400 × 400 мм. Плиты перекрытий и покрытия толщиной 200 мм с контурными балками сечениями 250 × 500(н) мм. Схема расположения несущих элементов каркаса представлена на рис. 1. На рис. 2 изображен пространственный вид 3D-модели каркаса, на рис. 3 — расположение продольного армирования в конечных элементах (КЭ) плит перекрытий.

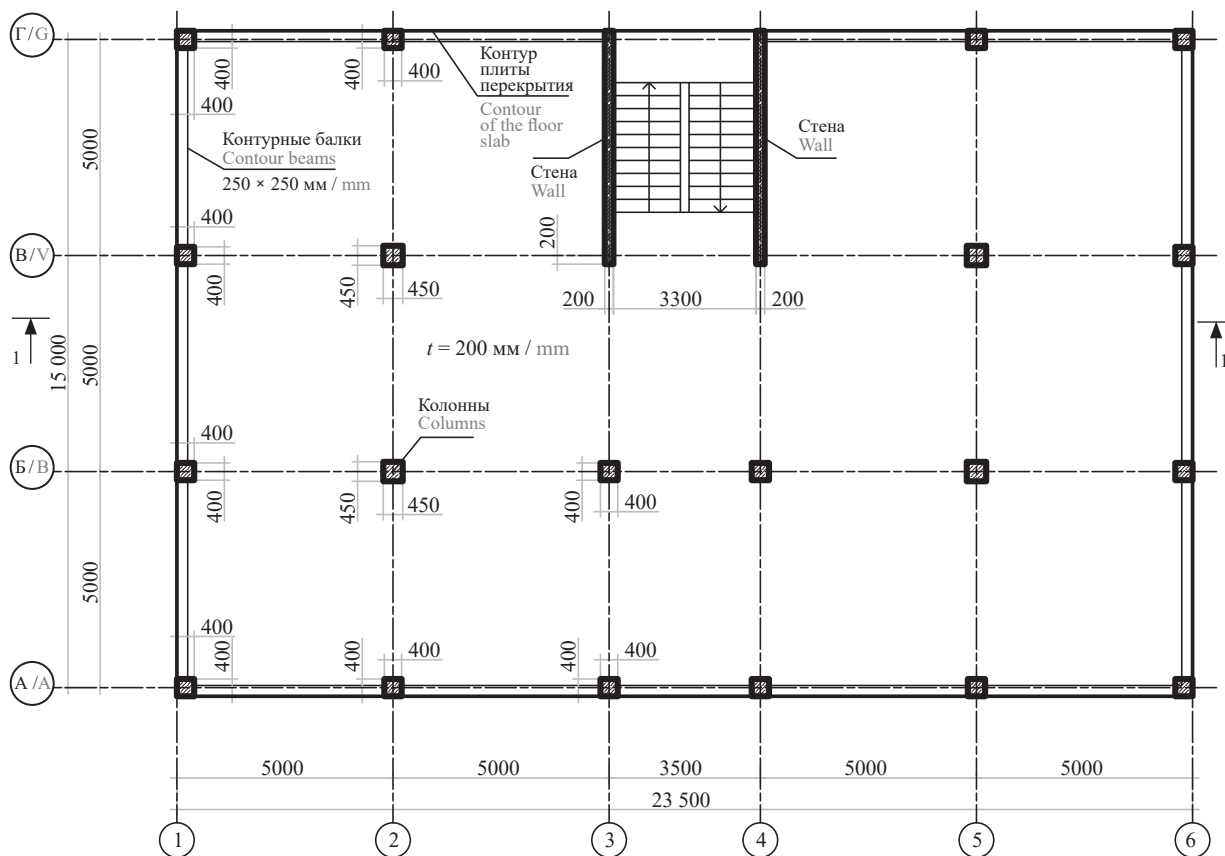


Рис. 1. Схема расположения несущих элементов каркаса

Fig. 1. Layout of the supporting elements of the frame

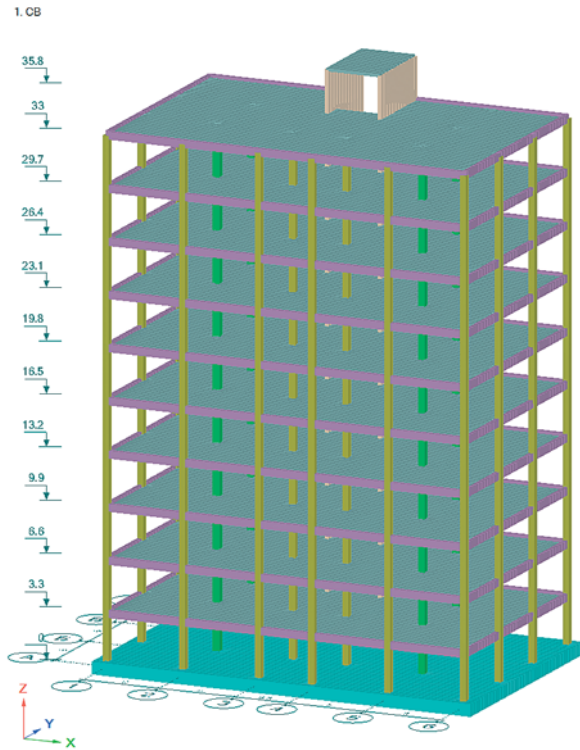


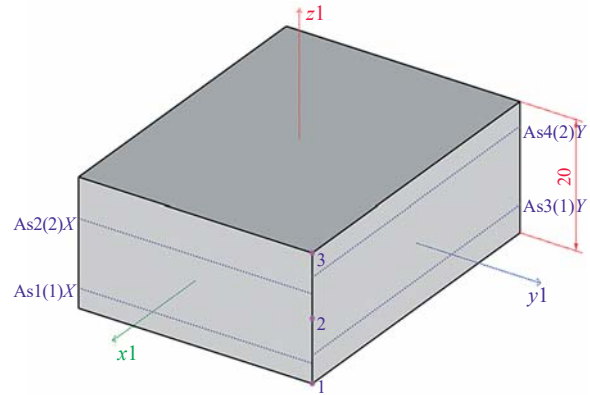
Рис. 2. Пространственный вид 3D-модели каркаса  
Fig. 2. Spatial view of the 3D model of the frame

Несущие элементы здания приняты из бетона класса В25. Для сравнения рассматривалось два варианта армирования плит перекрытий — сетками в нижней и верхней зонах: 1 — нижнее и верхнее армирование из арматурных стержней класса А500 ГОСТ 34028–2016; 2 — нижнее армирование из арматурных стержней класса А500 ГОСТ 34028–2016, верхнее из АСК по ГОСТ 31938–2022. Расчет конструкций со стальной арматурой выполнялся согласно СП 63.13330.2018, с АСК — по СП 63.13330.2018 и СП 295.1325800.2017.

Характеристики АСК приняты на основании рекомендаций СП 295.1325800.2017 и ГОСТ 31938–2022: модуль упругости при растяжении — 50 ГПа, нормативная прочность на растяжение — 1000 МПа, расчетное сопротивление продольной арматуры на растяжение — 666,67 МПа, коэффициент снижения сопротивления растяжению при длительном действии нагрузки — 0,3. При расчете на устойчивость к прогрессирующему обрушению расчетное сопротивление продольной арматуры на растяжение принималось равным нормативному значению.

Расчеты выполнялись с помощью программного комплекса (ПК) «ЛИРА» версия 10.12, позволяющего использовать два вида арматуры в одном конечном элементе (расчетном сечении). Размер разбивки модели каркаса на КЭ —  $0,43 \times 0,43$  м.

Балки и колонны моделировались универсальными пространственными стержневыми конечными элементами — тип 10, жестко сопряженными друг



| Имя Name | Точка перекрытия Point of intersection | Расстояние от точки перекрытия, см Distance from the point of overlap, cm |
|----------|--|---|
| As1(1)   | 1                                      | 3,1   |
| As2(2)   | 3                                      | -6,25   |
| As3(1)   | 1                                      | 4,3   |
| As4(2)   | 3                                      | -3,75   |

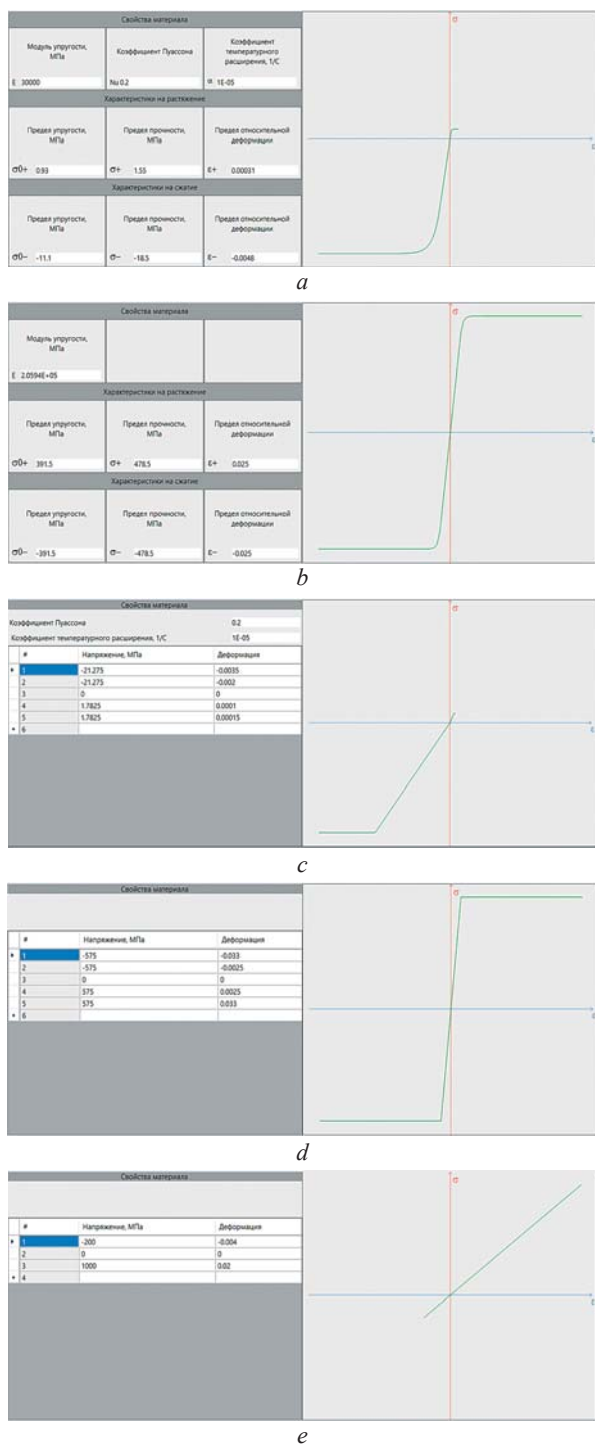
Рис. 3. Расположение продольного армирования в КЭ плит перекрытий

Fig. 3. The location of the longitudinal reinforcement in finite elements of floor slabs

с другом. Для моделирования в нелинейной постановке использовались универсальные пространственные стержневые КЭ — тип 210. Плиты перекрытия и покрытия, стены моделировались элементами плоской оболочки, универсальные трех- и четырехугольные КЭ оболочки — тип 42 и 44, имеющими жесткое соединение между собой в узлах. С целью моделирования в нелинейной постановке применялись пространственные трех- и четырехугольные КЭ — тип 242 и 244. Всем узлам фундаментной плиты были запрещены перемещения по  $X, Y, Z, UX, UY, UZ$ .

При расчетах на устойчивость к прогрессирующему обрушению рассматривался локальный отказ (разрушение) колонны первого этажа, расположенной в осях 2/Б. По результатам расчетов анализировалось армирование плиты перекрытия первого этажа. Расчет железобетонных конструкций на прогрессирующее обрушение выполнялся по предельным состояниям первой группы и деформациям, прогибы изгибаемых элементов не должны превышать  $1/30, 1/50$  пролета в зависимости от вида арматуры.

В случае моделирования задач в нелинейной постановке, учитывающих подобранное армирование в линейных задачах, использовались следующие законы деформирования основного и армирующего материалов, соответствующие требованиям СП 63.13330.2018, СП 295.1325800.2017 и СП 385.1325800.2018: при расчете на основные сочетания нагрузок для бетона применен закон № 15 — экспоненциально зависимый бетон (рис. 4, а), для



**Рис. 4.** Диаграмма деформирования: *a* — бетона для расчета на основные сочетания нагрузок; *b* — стальной арматуры для расчета на основные сочетания нагрузок; *c* — бетона для расчета на устойчивость к прогрессирующему обрушению; *d* — стальной арматуры для расчета на устойчивость к прогрессирующему обрушению; *e* — АСК для расчетов на основные сочетания нагрузок и устойчивость к прогрессирующему обрушению

**Fig. 4.** Stress-strain relation: *a* — of concrete used to calculate principal load combinations; *b* — of reinforcing steel used to calculate principal load combinations; *c* — of concrete used to calculate progressive collapse; *d* — of reinforcing steel used to calculate progressive collapse; *e* — of GFRP reinforcement used to principal load combinations and calculate progressive collapse

стальной арматуры закон № 11 — экспоненциально зависимый материал (рис. 4, *b*); при расчете на устойчивость к прогрессирующему обрушению для бетона и стальной арматуры применен закон № 14 — кусочно-линейное описание (рис. 4, *c, d*); для АСК закон № 14 — кусочно-линейное описание (рис. 4, *e*). При задании диаграммы деформирования бетона для вертикальных элементов также учитывался коэффициент  $\gamma_{b3} = 0,85$ . Расчеты на основные сочетания нагрузок в нелинейной постановке выполнялись для анализа деформаций плиты перекрытия.

На рис. 5 представлен фрагмент 3D-модели каркаса, используемой для нелинейных расчетов.

Собственный вес в ПК «ЛИРА» 10.12 определяется автоматически в зависимости от принятых жесткостей и коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f = 1,1$ . В табл. 1 представлены значения равномерно распределенных нагрузок на плиты перекрытий и покрытий.

**Алгоритм расчетов:**

1. Расчет на основное сочетание нагрузок в нелинейной постановке. На базе полученных результатов выполняется расчет по деформациям (определение прогибов) в нелинейной постановке.

2. Моделирование локального отказа в динамической линейной постановке с применением модулей «Монтаж» и «Динамика+». На основании данного расчета устанавливается коэффициент динамичности  $K_{дин,П}$ , моделирующий динамический эффект от мгновенного удаления колонны, который использовался в квазистатической задаче.  $K_{дин,П}$  принят равным отношению максимального перемещения узла плиты перекрытия над удаляемой колонной к стабилизированному прогибу  $K_{дин,П} = \Delta_{макс} / \Delta_{ст}$ . Динамический расчет в нелинейной постановке с учетом рассматриваемого комбинированного армирования в используемом ПК не реализуем.

3. Расчет каркаса на устойчивость к прогрессирующему обрушению в квазистатической линейной постановке с применением *pull-down*-анализа. Выполнялся с учетом величин коэффициента динамичности  $K_{дин,П} = \Delta_{макс} / \Delta_{ст}$ , определенном при динамическом расчете — п. 2, и  $K_{дин} = 2$ . Использовался модуль «Монтаж», позволяющий произвести исключение демонтируемого элемента каркаса с учетом напряженно-деформированного состояния конструкций при условиях нормальной эксплуатации здания.

4. Расчет каркаса на устойчивость к прогрессирующему обрушению в квазистатической нелинейной постановке. Проводился с учетом величины коэффициента динамичности  $K_{дин,П} = \Delta_{макс} / \Delta_{ст}$ , определенном в п. 2.

**РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ**

1. Результаты расчета на основное сочетание нагрузок. В результате расчетов каркаса получены мозаики интенсивности продольного армирования

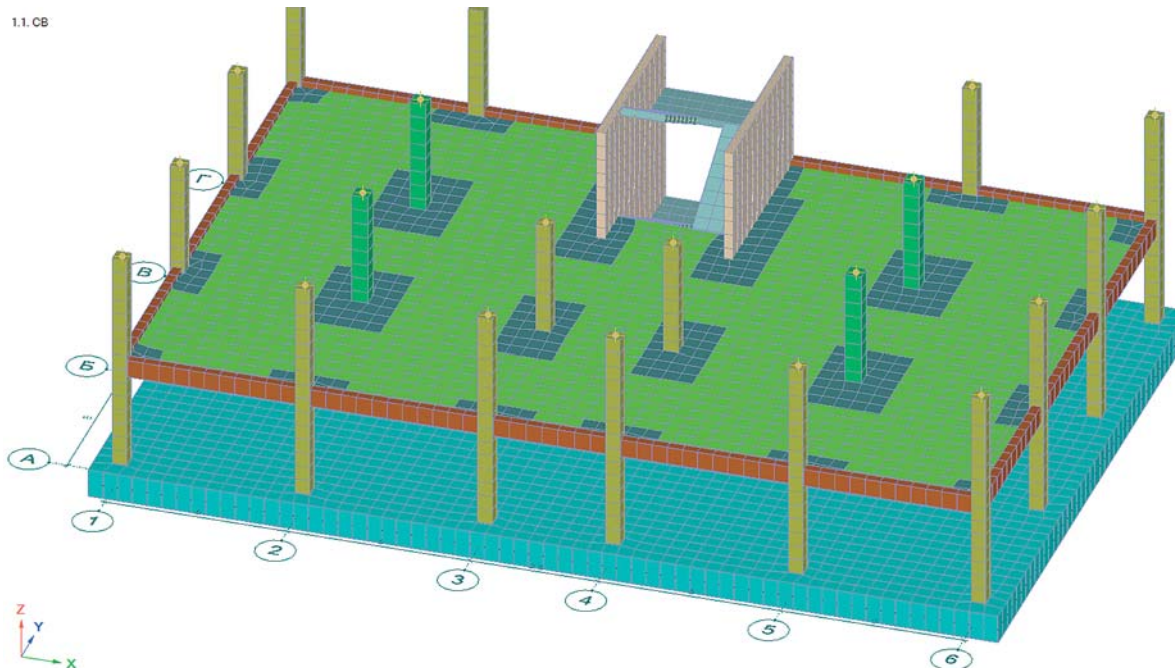


Рис. 5. Пространственный вид фрагмента 3D-модели каркаса для расчетов в нелинейной постановке

Fig. 5. Spatial view of a fragment of a 3D model of a framework for calculations in a nonlinear formulation

Табл. 1. Значения равномерно распределенных нагрузок на плиты перекрытий и покрытий

Table 1. Values of uniformly distributed loads on floor and roof slabs

| Наименование нагрузки<br>Load name                      | Нормативное значение, кН/м <sup>2</sup><br>Standard value, kN/m <sup>2</sup> | Коэффициент надежности $\gamma_f$<br>Load safety factor $\gamma_f$ | Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup><br>Intended load, kN/m <sup>2</sup> |
|---|--|--|---|
| <i>Постоянные нагрузки / Dead load</i>                  |  |  |   |
| Нагрузка от элементов пола<br>Load from floor elements  | 1,236  | 1,3  | 1,607   |
| Нагрузка от элементов кровли<br>Load from roof elements | 1,766  | 1,3  | 2,296   |
| Нагрузка от перегородок<br>Load from the partitions     | 2,943  | 1,15   | 3,384   |
| <i>Временные нагрузки / Live load</i>                   |  |  |   |
| Временная нагрузка на перекрытия<br>Live load on slabs  | 2  | 1,2  | 2,4   |
| Снеговая нагрузка<br>Snow load                          | 2,3  | 1,4  | 3,22  |

плиты перекрытия 1-го этажа. На рис. 6 представлены итоги расчета по СП 295.1325800.2017.

Максимальные значения площади требуемого армирования при расчете на основные сочетания нагрузок представлены в табл. 2. Значения подобранного армирования даны по результатам расчета элементов по прочности и с учетом расчета по трещиностойкости. Предельно допустимые величины ширины раскрытия трещин для сечений с арматурой А500 принимались равными 0,3 мм при продолжительном раскрытии и 0,4 мм при непродолжительном. Для сечений с АСК эти величины,

согласно требованиям СП 295.1325800.2017, приняты 0,5 и 0,7 мм соответственно.

По результатам подбора верхнего армирования АСК, исходя из расчета прочности плиты, требуемые площади армирования по методикам СП 63.13330.2018 и СП 295.1325800.2017 схожи, максимальная разница в результатах — 9,7%. Значения требуемых площадей верхнего армирования АСК с учетом расчета по трещиностойкости по методике СП 63.13330.2018 превышают данные по СП 295.1325800.2017 до 35,6%.

По всей видимости, причинами различий в результатах расчета по трещиностойкости между ме-

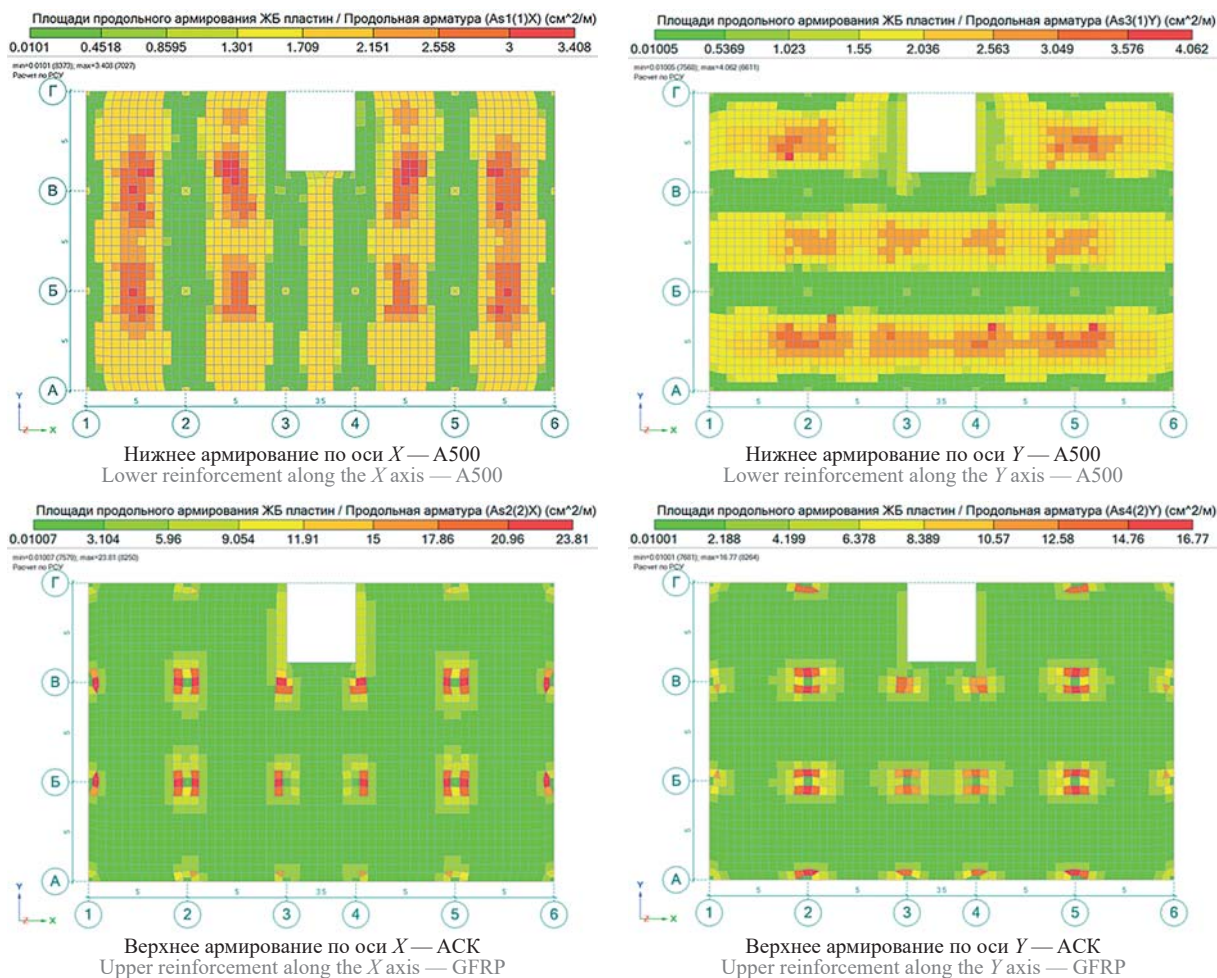


Рис. 6. Мозаики интенсивности нижнего (A500) и верхнего (ACK) армирования плиты перекрытия 1-го этажа — результаты расчета по СП 295.1325800.2017,  $\text{см}^2/\text{м}$

Fig. 6. Mosaics of the intensity of the lower (A500) and upper (GFRP) reinforcement of the 1st floor slab — design results according to constructio.rules and regulations 295.1325800.2017,  $\text{cm}^2/\text{m}$

тодиками СП 63.13330.2018 и СП 295.1325800.2017 являются описанные выше отличия по определению величин момента трещинообразования  $M_{cr}$  и базового расстояния между трещинами  $l_f$ .

С учетом полученных требуемых площадей армирования был выполнен расчет плиты перекрытия в нелинейной постановке. Максимальное вертикальное перемещение плиты перекрытия с комбинированным армированием от действия нормативных нагрузок составляет 15,56 мм, что меньше предельно допустимого прогиба  $[f] = L/203,92 = 6470/203,92 = 31,73$  мм. Максимальный прогиб плиты перекрытия со стальной арматурой в нижней и верхней зонах составил 9,86 мм.

2. Моделирование локального отказа в динамической линейной постановке. Перед решением динамической задачи осуществлен модальный анализ расчетной схемы с удаленной колонной. На рис. 7 представлены формы собственных колебаний поврежденной схемы, соответствующие (ассоциируемые) деформированной схеме при отказе.

В модели с динамическим нагружением задавался билинейный график изменения приложенных

с обратным знаком реакций демонтируемых элементов (рис. 8). Время отказа  $t_{отк}$  задавалось по первой форме колебаний  $t_{отк} = 0,1 \cdot T = 0,029$  с, где  $T$  — период первой формы собственных колебаний поврежденной схемы. Время воздействия и интегрирования принято равным 5 с. Демпфирование было задано с учетом частот двух форм колебаний 3,3865 и 3,4068 Гц и логарифмического декремента колебаний  $\delta = 0,3$ .

В отечественных нормативных документах отсутствуют рекомендации о времени исключения элемента  $t_{отк}$ . В нормах США рекомендуется  $t_{отк}$  принимать не более  $0,1 \cdot T$ . В исследовании [21], где были выполнены расчеты многоэтажной металлической рамы с удалением средней колонны первого этажа, отмечалось, что усилия и перемещения мало зависят от времени исключения в диапазоне от 0,01 с до  $0,1 \cdot T$ . При времени отказа  $t_{отк} = 0,01$  с моделируется мгновенное исключение элемента. При этом полное и мгновенное разрушение колонны — редкое событие. Внезапное и полное удаление колонны — это консервативное упрощение реального явления, и его можно наблюдать только в особых обстоятельствах [22].

Табл. 2. Результаты расчета плиты перекрытия на основные сочетания нагрузок

Table 2. The results of the design of the floor slab for the principal load combinations

| Расположение и класс арматуры<br>Location and type of reinforcement | Требуемая площадь армирования, см <sup>2</sup> /м<br>Required reinforcement area, cm <sup>2</sup> /m |  |  |
|---|--|--|--|
|   | По прочности<br>By strength  |  | По прочности и трещиностойкости<br>By strength and crack resistance                                |
|   | По прочности и трещиностойкости  | По прочности   |  |
|   | СП 63.13330.2018<br>A500, A500<br>Construction rules and regulations 63.13330.2018 A500, A500        | СП 63.13330.2018<br>A500, АКК<br>Construction rules and regulations 63.13330.2018 A500, GFRP | СП 295.1325800.2017<br>A500, АКК<br>Construction rules and regulations 295.1325800.2017 A500, GFRP |
| <i>Нижнее армирование A500 / Lower reinforcement A500</i>           |  |  |  |
| Вдоль оси X<br>Along the X axis                                     | <u>3,081</u><br><b>3,081</b>   | <u>2,994</u><br><b>2,994</b>   | <u>3,396</u><br><b>3,396</b>   |
| Вдоль оси Y<br>Along the Y axis                                     | <u>3,686</u><br><b>3,686</b>   | <u>3,542</u><br><b>3,542</b>   | <u>4,021</u><br><b>4,021</b>   |
| <i>Верхнее армирование A500 / Upper reinforcement A500</i>          |  |  |  |
| Вдоль оси X<br>Along the X axis                                     | <u>8,076</u><br><b>14,14</b>   | –  | –  |
| Вдоль оси Y<br>Along the Y axis                                     | <u>6,508</u><br><b>9,957</b>   | –  | –  |
| <i>Верхнее армирование АКК / Upper reinforcement GFRP</i>           |  |  |  |
| Вдоль оси X<br>Along the X axis                                     | –  | <u>15,42</u><br><b>36,99</b>   | <u>14,07</u><br><b>23,81</b>   |
| Вдоль оси Y<br>Along the Y axis                                     | –  | <u>12,45</u><br><b>25,73</b>   | <u>11,24</u><br><b>16,77</b>   |

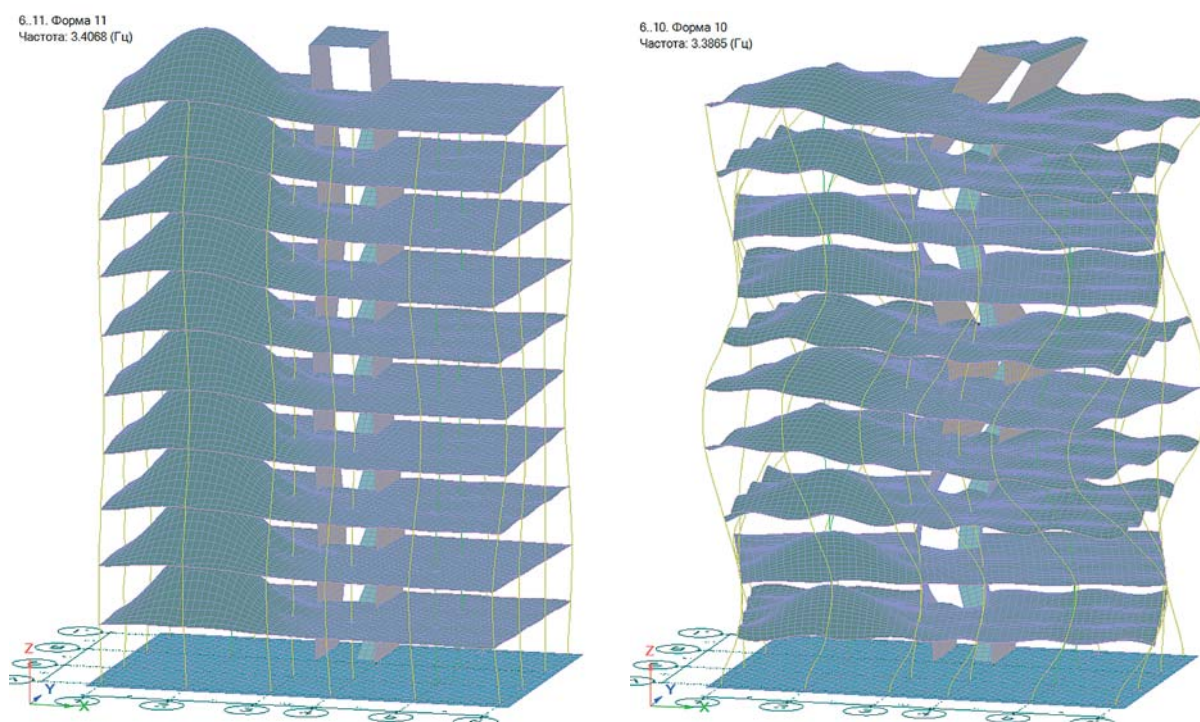


Рис. 7. Две формы собственных колебаний поврежденной схемы, соответствующие деформированной схеме при отказе  
Fig. 7. Two forms of natural oscillations of the damaged scheme, corresponding to the deformed scheme at failure

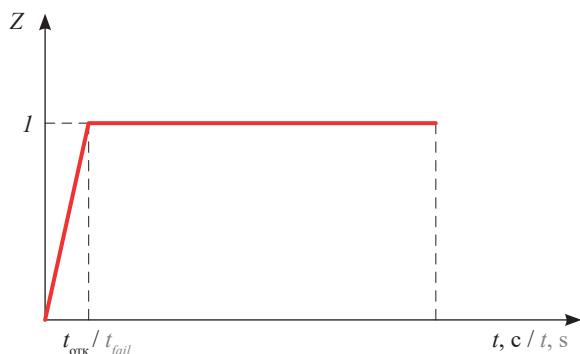


Рис. 8. График изменения приложенных с обратным знаком реакций демонтируемых элементов

Fig. 8. Graph of changes in the applied reactions of the dismantled elements with the reverse sign

На рис. 9 представлены деформированная схема каркаса при динамическом расчете и графики перемещения, скорости и ускорения узла перекрытия над удаляемой колонной вдоль оси Z. Коэффициент динамичности определялся по перемещениям узла плиты над удаляемой колонной, равный отношению максимального перемещения к стабилизовавше-

муся прогибу  $K_{\text{дин,П}} = 51,793/35,879 = 1,444$ . Стоит отметить, что при динамическом воздействии максимальные значения усилий в различных элементах системы достигаются не одновременно [23]. Ввиду достаточно большой трудоемкости расчетов в динамической постановке в большинстве случаев расчеты проводятся квазистатическим методом.

3. Расчет каркаса на устойчивость к прогрессирующему обрушению в квазистатической линейной постановке. Динамический эффект от мгновенного удаления колонны учитывался дополнительными нагрузками, приложенными к узлу перекрытия над удаляемой колонной. Данные нагрузки равны усилиям, действующим в колонне к моменту ее удаления, умноженные на величину  $1 - K_{\text{дин,П}}$  и прикладываемые к расчетной схеме с обратным знаком.

Максимальный прогиб плиты перекрытия первого этажа в квазистатической задаче составил 50,91 мм. На рис. 10 приведены мозаики изгибающих моментов, действующих в плите перекрытия первого этажа при расчете в динамической постановке в момент времени 0,152 с, когда реализуется максимальное перемещение, и при расчете в квазистатической постановке.

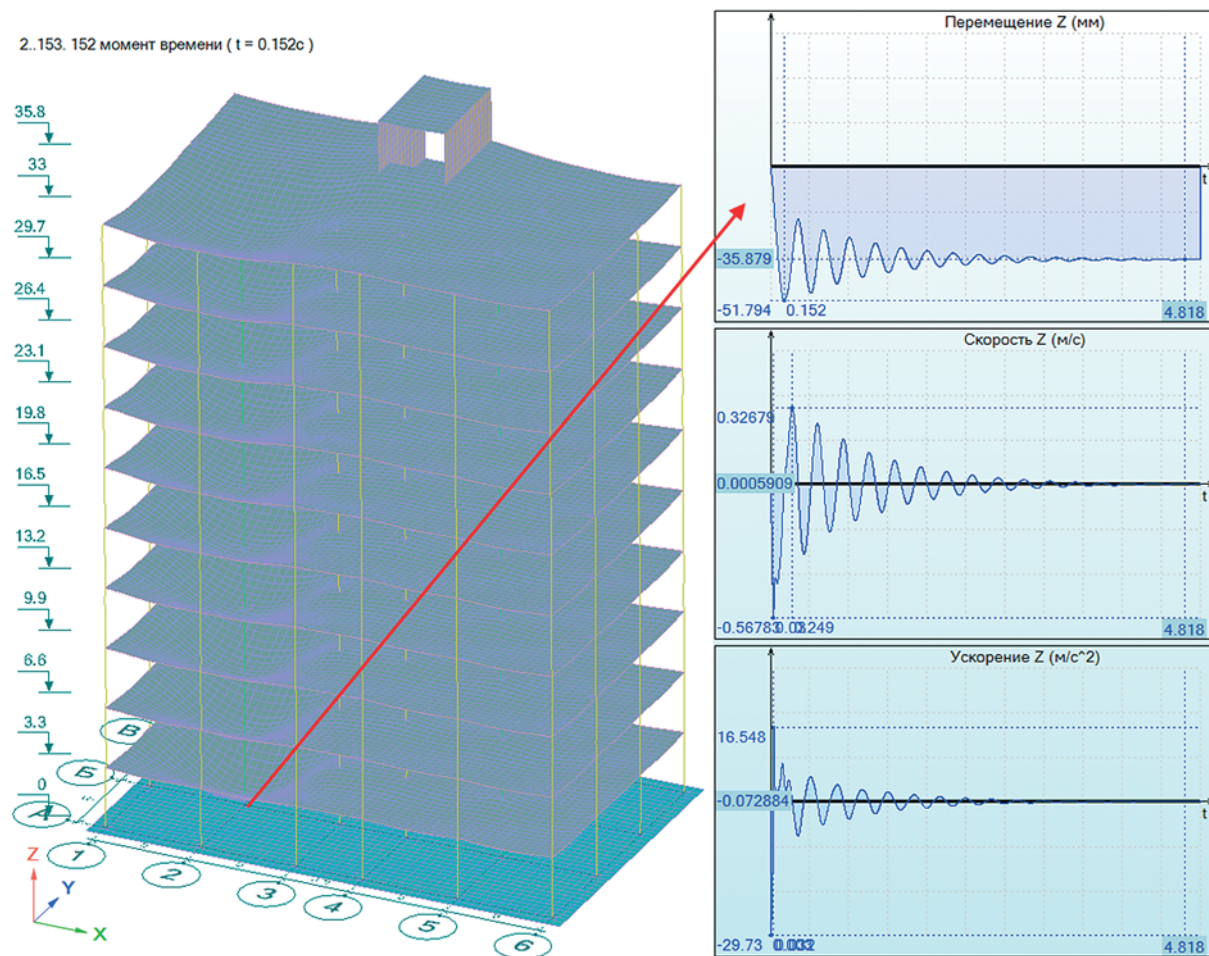
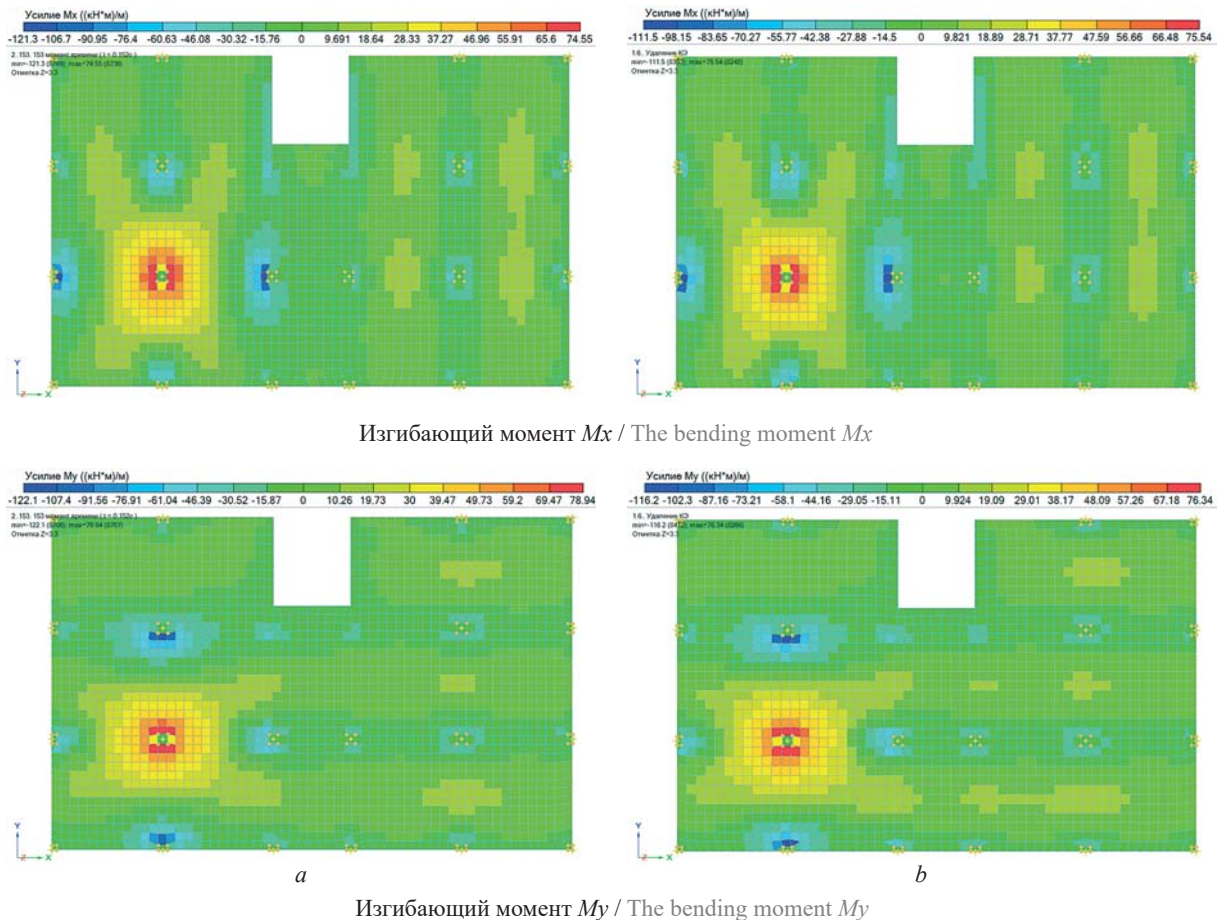


Рис. 9. Деформированная схема каркаса при динамическом расчете и графики перемещения, скорости и ускорения узла перекрытия над удаляемой колонной вдоль оси Z

Fig. 9. Deformed scheme of the framework in dynamic calculation and graphs of displacement, velocity and acceleration of the floor node above the removed column along the Z axis



**Рис. 10.** Мозаики интенсивности изгибающих моментов  $M_x$  и  $M_y$  в плите перекрытия первого этажа: *a* — при расчете в динамической постановке; *b* — квазистатической, (кН·м)/м

**Fig. 10.** Mosaics of the intensity of bending moments  $M_x$  and  $M_y$  in the floor slab of the 1st floor: *a* — when calculated in a dynamic formulation; *b* — quasi-static, (кН·м)/м

Разница величин изгибающих моментов между двумя расчетами — в пределах 8 %.

В результате расчетов получены мозаики интенсивности продольного армирования плиты перекрытия первого этажа. На рис. 11 представлены результаты расчета по СП 63.13330.2018 и СП 295.1325800.2017.

Максимальные значения площади требуемого армирования при расчете на устойчивость к прогрессирующему обрушению в квазистатической постановке представлены в табл. 3.

Требуемая площадь верхнего армирования АСК плиты перекрытия по методикам СП 295.1325800.2017 и СП 63.13330.2018 вдоль оси  $Y$  схожа — 17,76 и 17,89  $\text{см}^2/\text{м}$  соответственно. Требуемая площадь верхнего армирования АСК вдоль оси  $X$  по методике СП 295.1325800.2017 больше, чем по СП 63.13330.2018. При этом у опор в осях 1/Б и 3/Б нижняя сжатая арматура А500 по методике СП 295.1325800.2017 принимается конструктивно, а по расчету СП 63.13330.2018 подобрана рабочая арматура с максимальной площадью 7,578  $\text{см}^2/\text{м}$ . По всей видимости, в ПК при расчете по методике СП 295.1325800.2017 выполняется требование

п. 6.1.4, в котором указано, что сопротивление композитной арматуры на сжатие равно нулю. В ходе расчета это требование выполняется несмотря на то, что в данной задаче армирование в сжатой зоне у опор принято из стальной арматуры. Проверочные расчеты плиты по прочности нормального сечения на опоре в осях 1/Б показывают, что для восприятия действующего изгибающего момента требуется установка продольной арматуры в сжатую зону. Что и происходит в расчете по методике СП 63.13330.2018. А в расчете по СП 295.1325800.2017 обеспечение несущей способности плиты производится за счет увеличения площади продольной растянутой арматуры. При этом напряжения в АСК значительно меньше ее предельной прочности на растяжение. Аналогичная ситуация складывается при расчете с коэффициентом динамичности  $K_{\text{дин}} = 2$ .

В табл. 4 представлены аналогичные данные по максимальным значениям площади требуемого армирования при расчете на устойчивость к прогрессирующему обрушению в квазистатической постановке при коэффициенте динамичности  $K_{\text{дин}} = 2$ . Этот подход к расчетам присутствовал в СП 385.1325800.2018 (до Изменения № 1), где в Приложении Б в неявном

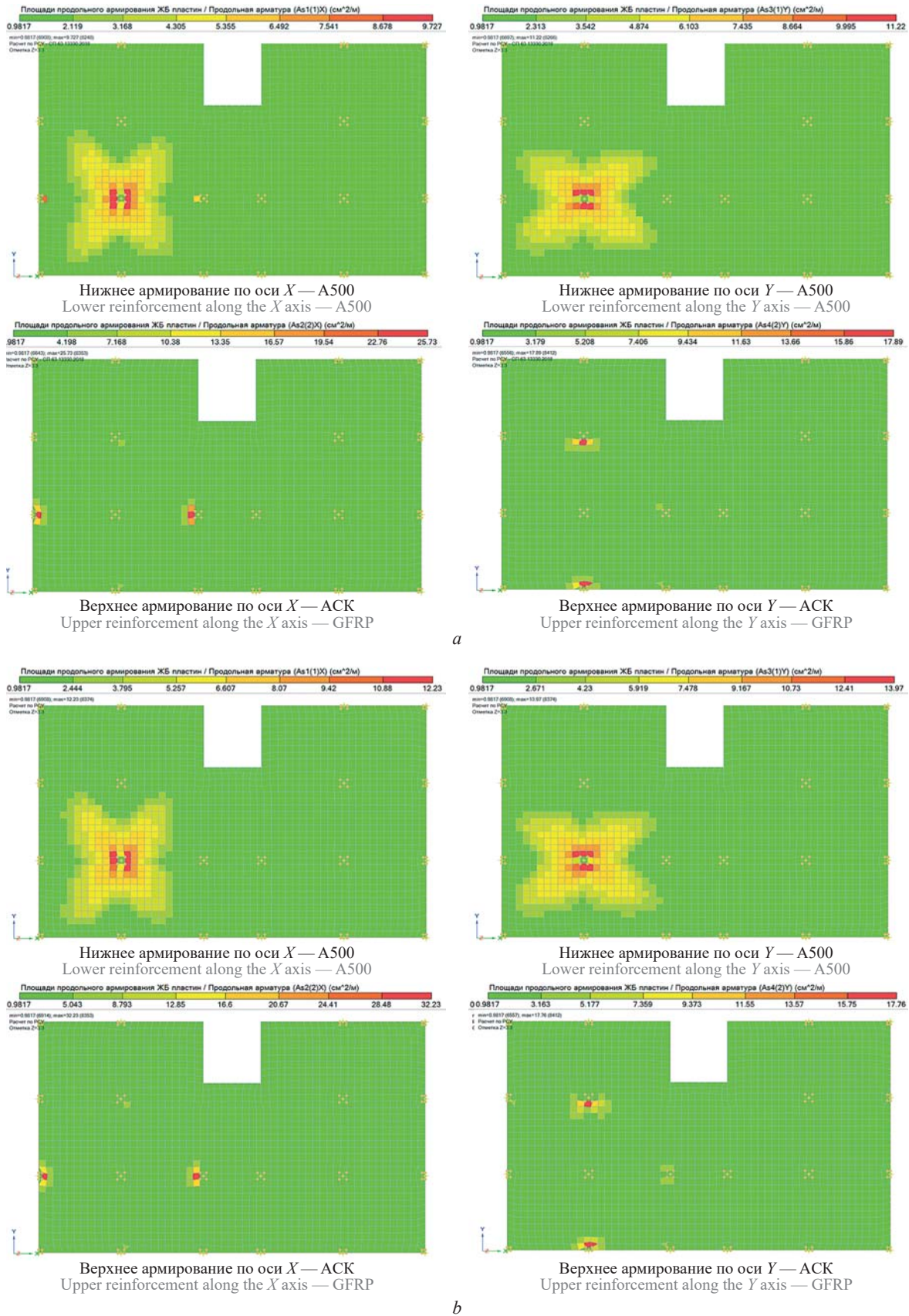


Рис. 11. Мозаики интенсивности нижнего (A500) и верхнего (ACK) армирования плиты перекрытия 1-го этажа: а — результаты расчета по СП 63.13330.2018, см<sup>2</sup>/м; б — результаты расчета по СП 295.1325800.2017, см<sup>2</sup>/м

Fig. 11. Mosaics of the intensity of the lower (A500) and upper (GFRP) reinforcement of the 1st floor slab: a — design results according to Construction rules and regulations 63.13330.2018, cm<sup>2</sup>/m; b — design results according to Construction rules and regulations 295.1325800.2017, cm<sup>2</sup>/m

**Табл. 3.** Результаты расчета плиты перекрытия 1-го этажа на устойчивость к прогрессирующему обрушению в квази-статической постановке при  $K_{дин,П} = 1,444$

**Table 3.** The results of design the first-floor slab. Resistance to progressive collapse in a quasi-static formulation with  $K_{dyn,D} = 1.444$

| Расположение и класс арматуры<br>Location and type of reinforcement | Требуемая площадь армирования, см <sup>2</sup> /м<br>Required reinforcement area, cm <sup>2</sup> /m   |   |   |
|---|--|---|---|
|   | СП 63.13330.2018<br>A500, A500<br>Construction rules<br>and regulations<br>63.13330.2018<br>A500, A500 | СП 63.13330.2018<br>A500, ACK<br>Construction rules<br>and regulations<br>63.13330.2018<br>A500, GFRP | СП 295.1325800.2017<br>A500, ACK<br>Construction rules<br>and regulations<br>295.1325800.2017<br>A500, GFRP |
| <i>Нижнее армирование A500 / Lower reinforcement A500</i>           |  |   |   |
| Вдоль оси X / Along the X axis                                      | 9,147  | 9,727   | 12,23   |
| Вдоль оси Y / Along the Y axis                                      | 11,34  | 11,22   | 13,97   |
| <i>Верхнее армирование A500 / Upper reinforcement A500</i>          |  |   |   |
| Вдоль оси X / Along the X axis                                      | <b>21,18</b>   | –   | –   |
| Вдоль оси Y / Along the Y axis                                      | <b>18,35</b>   | –   | –   |
| <i>Верхнее армирование ACK / Upper reinforcement GFRP</i>           |  |   |   |
| Вдоль оси X / Along the X axis                                      | –  | <b>25,73</b>  | <b>32,23</b>  |
| Вдоль оси Y / Along the Y axis                                      | –  | <b>17,89</b>  | <b>17,76</b>  |

виде подразумевалось применение  $K_{дин} = 2$  [21]. В Изменении № 1 к данному документу Приложение Б было исключено. При выполнении данного расчета для обеспечения необходимой несущей способности потребовалось увеличить толщину плиты перекрытия до 220 мм.

4. Расчет каркаса на устойчивость к прогрессирующему обрушению в квазистатической нелиней-

ной постановке. Расчет выполнялся с учетом коэффициента динамичности  $K_{дин,П} = 1,444$ . На рис. 12 показаны мозаики главных напряжений  $\sigma_1$  в КЭ плиты перекрытия первого этажа. В процессе расчета после удаления колонны в схеме не образовались разрушенные КЭ. Максимальный прогиб плиты перекрытия составил 66,05 мм, что больше значения, определенного в динамической линейной задаче.

**Табл. 4.** Результаты расчета плиты перекрытия 1-го этажа на устойчивость к прогрессирующему обрушению в квази-статической постановке при  $K_{дин} = 2$  и толщине плиты 220 мм

**Table 4.** The results of design the first-floor slab. Resistance to progressive collapse in a quasi-static formulation with  $K_{dyn} = 2$  and a slab thickness of 220 mm

| Расположение и класс арматуры<br>Location and type of reinforcement | Требуемая площадь армирования, см <sup>2</sup> /м<br>Required reinforcement area, cm <sup>2</sup> /m   |   |   |
|---|--|---|---|
|   | СП 63.13330.2018<br>A500, A500<br>Construction rules<br>and regulations<br>63.13330.2018<br>A500, A500 | СП 63.13330.2018<br>A500, ACK<br>Construction rules<br>and regulations<br>63.13330.2018<br>A500, GFRP | СП 295.1325800.2017<br>A500, ACK<br>Construction rules<br>and regulations<br>295.1325800.2017<br>A500, GFRP |
| <i>Нижнее армирование A500 / Lower reinforcement A500</i>           |  |   |   |
| Вдоль оси X / Along the X axis                                      | 16,4   | 16,32   | 20,24   |
| Вдоль оси Y / Along the Y axis                                      | 18,05  | 18,27   | 22,42   |
| <i>Верхнее армирование A500 / Upper reinforcement A500</i>          |  |   |   |
| Вдоль оси X / Along the X axis                                      | <b>26,92</b>   | –   | –   |
| Вдоль оси Y / Along the Y axis                                      | <b>23,29</b>   | –   | –   |
| <i>Верхнее армирование ACK / Upper reinforcement GFRP</i>           |  |   |   |
| Вдоль оси X / Along the X axis                                      | –  | <b>31,79</b>  | <b>40,48</b>  |
| Вдоль оси Y / Along the Y axis                                      | –  | <b>27,73</b>  | <b>26,57</b>  |

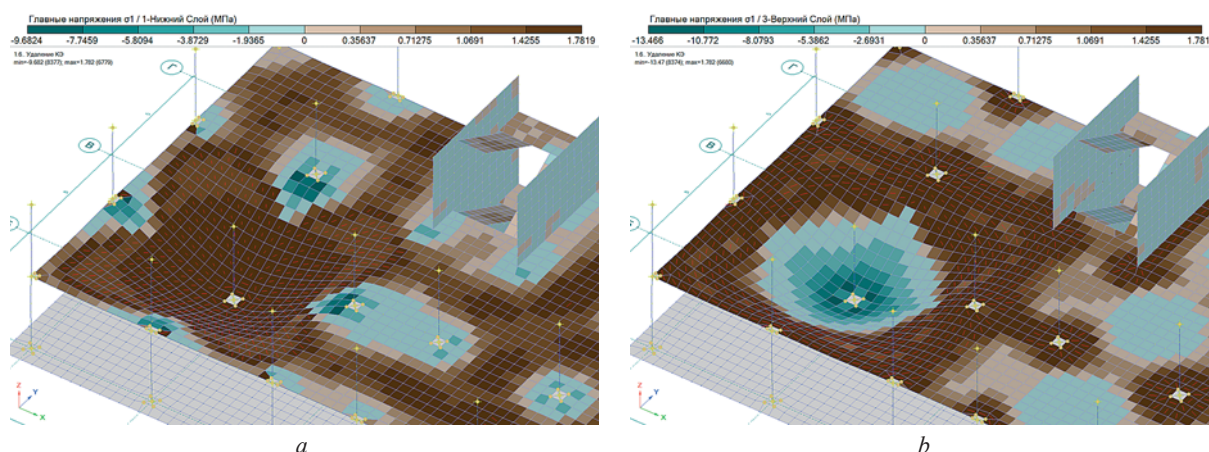


Рис. 12. Мозаики главных напряжений  $\sigma_1$  в КЭ плиты перекрытия 1-го этажа: *a* — нижний слой; *b* — верхний слой  
 Fig. 12. Mosaics of the main stresses  $\sigma_1$  in the FE of the 1st floor slab: *a* — the lower layer; *b* — the upper layer

### ЗАКЛЮЧЕНИЕ И ОБСУЖДЕНИЕ

Учитывая итоги анализа методик расчета СП 63.13330.2018 и СП 295.1325800.2017, результаты расчета плиты перекрытия и функциональные возможности используемого ПК, можно сделать следующие выводы:

1. Результаты расчета плиты перекрытия с комбинированным армированием по прочности на основное сочетание нагрузок по методикам СП 63.13330.2018 и СП 295.1325800.2017 схожи. Отличие в результатах расчета трещиностойкости плиты по методике СП 295.1325800.2017 от СП 63.13330.2018 связано с различиями в определении момента трещинообразования  $M_{cre}$  и базового расстояния между трещинами  $l_f$ . Для корректной (нормативной) оценки трещиностойкости опорных сечений плиты, армированных в растянутой зоне композитной арматурой, расчет на основные сочетания нагрузок следует выполнять по методике СП 295.1325800.2017.

2. При расчете на основное сочетание нагрузок максимальная требуемая площадь верхнего армирования АСК по методике СП 295.1325800.2017 составила 23,81 см<sup>2</sup>/м, что больше требуемой площади 14,44 см<sup>2</sup>/м стальной арматуры А500 (расчет по методике СП 63.13330.2018) на 39,35 %.

3. При расчете каркаса на устойчивость к прогрессирующему обрушению подбор армирования выполняется только исходя из расчета по прочности. Расчет плиты перекрытия с комбинированным армированием также следовало бы проводить по методике СП 295.1325800.2017. Однако в алгоритме расчета, реализованном в используемом ПК, по этой методике есть «несовершенство»: во всех расчетных сечениях плиты не учитывается продольное армирование в сжатой зоне, т.е. выполняется требование п. 6.1.4 СП 295.1325800.2017 — сопротивление композитной арматуры на сжатие равно нулю. В этой задаче неучет стальной продольной арматуры в сжатой зоне плиты у опор является некорректным. Поэтому для анализа результатов расчета плиты с комбинирован-

ным армированием на прогрессирующее обрушение используются данные по методике СП 63.13330.2018.

4. Максимальная требуемая площадь верхнего армирования АСК при расчете на прогрессирующее обрушение ( $K_{днн,п} = 1,444$ ) по методике СП 63.13330.2018 — 25,73 см<sup>2</sup>/м, что больше требуемой площади 21,18 см<sup>2</sup>/м стальной арматуры А500 на 17,68 %, и также превышает требуемую площадь АСК при расчете на основное сочетание нагрузок по методике СП 295.1325800.2017 — 23,81 см<sup>2</sup>/м на 7,46 %.

5. При расчете на прогрессирующее обрушение ( $K_{днн} = 2$ , толщина плиты 220 мм) максимальная требуемая площадь верхнего армирования АСК по методике СП 63.13330.2018 составила 31,79 см<sup>2</sup>/м, что больше требуемой площади 26,92 см<sup>2</sup>/м стальной арматуры А500 на 15,32 %.

Учитывая приведенные результаты, можно сказать, что предложенное комбинированное армирование плит перекрытий с учетом выполнения расчетов на устойчивость к прогрессирующему обрушению позволяет более эффективно использовать композитную арматуру. Требуемая площадь армирования АСК при расчете на прогрессирующее обрушение превысила требуемую площадь при расчете на основное сочетание нагрузок. При этом, если при расчете на основное сочетание нагрузок площадь верхнего армирования АСК превышала площадь стальной арматуры А500 на 39,35 %, то при расчете на прогрессирующее обрушение разница сократилась до 17,68 и 15,32 % соответственно для расчетов с  $K_{днн,п} = 1,444$  и  $K_{днн} = 2$ .

Следующими этапами данного исследования должны стать определение толщин защитного слоя бетона и стяжки для обеспечения необходимой степени огнестойкости, динамический расчет каркаса с комбинированным армированием в нелинейной постановке.

## СПИСОК ИСТОЧНИКОВ

1. *Baša N., Vuković N.K., Ulićević M., Muhadinović M.* Effects of internal force redistribution on the limit states of continuous beams with GFRP reinforcement // *Applied Sciences*. 2020. Vol. 10. Issue 11. P. 3973. DOI: 10.3390/app10113973. EDN NUSXIC.
2. *Ju M., Park Y., Park C.* Cracking control comparison in the specifications of serviceability in cracking for FRP reinforced concrete beams // *Composite Structures*. 2017. Vol. 182. Pp. 674–684. DOI: 10.1016/j.compstruct.2017.09.016
3. *Фабричная К.А.* Оценка прочности комплексов переемычек из керамзитобетонных блоков // *Вестник гражданских инженеров*. 2023. № 6 (101). С. 31–42. DOI: 10.23968/1999-5571-2023-20-6-31-42. EDN BIMNYU.
4. *Антаков И.А.* Особенности работы изгибаемых элементов с композитной полимерной арматурой под нагрузкой // *Жилищное строительство*. 2018. № 5. С. 15–18. EDN XQKXFB.
5. *Мирсаяпов И.Т., Лим В.А., Мирсаяпов А.И., Сулейманов А.М.* Оценка эффективности применения высокомодульной полимерной композитной арматуры // *Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета*. 2023. № 3 (65). С. 145–153. DOI: 10.52409/20731523\_2023\_3\_145. EDN KGTHOV.
6. *Мухамедиев Т.А., Зенин С.А., Кудяков К.Л.* Исследование прочности внецентренно сжатых бетонных элементов, армированных композитной арматурой // *Бетон и железобетон*. 2024. № 2 (621). С. 13–19. DOI: 10.37538/0005-9889-2024-2(621)-13-19. EDN GRWDHG.
7. *Меркулов С.И., Римшин В.И., Акимов Э.К.* Огнестойкость бетонных конструкций с композитной стержневой арматурой // *Промышленное и гражданское строительство*. 2019. № 4. С. 50–55. DOI: 10.33622/0869-7019.2019.04.50-55. EDN BYRGVY.
8. *Зиннуров Т.А., Кормильцев В.С.* Теоретические исследования влияния температурного воздействия на работу различных видов арматуры в бетонных конструкциях // *Автомобильные дороги и транспортная инфраструктура*. 2023. № 4 (4). С. 5–13. EDN LGNGAZ.
9. *Мухамедиев Т.А., Кузеванов Д.В.* К расчету по прочности изгибаемых конструкций из бетона с композитной полимерной арматурой // *Строительная механика и расчет сооружений*. 2016. № 4 (267). С. 18–22. EDN WHMCOH.
10. *Кудяков К.Л., Бучкин А.В.* Особенности проектирования монолитных бетонных фундаментных плит с композитной полимерной арматурой // *Вестник МГСУ*. 2024. Т. 19. № 6. С. 892–905. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.6.892-905. EDN KIIJJC.
11. *Мирсаяпов И.Т., Антаков И.А., Антаков А.Б.* К расчету ширины раскрытия трещин изгибаемых бетонных элементов, армированных композитной полимерной арматурой // *Вестник МГСУ*. 2020. Т. 15. № 12. С. 1663–1672. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.12.1663-1672. EDN XABHJC.
12. *Колчунов В.И., Федорова Н.В., Савин С.Ю., Амелина М.А.* Устойчивость внецентренно сжатых железобетонных элементов в особой расчетной ситуации // *Строительные конструкции, здания и сооружения*. 2024. № 4 (9). С. 4–21. EDN IYDOIR.
13. *Миронова Ю.В., Сулейманов А.М.* Конструктивное решение стыка колонн с перекрытием в сборно-монолитном каркасе для повышения сопротивляемости прогрессирующему разрушению // *Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета*. 2023. № 3 (65). С. 135–144. DOI: 10.52409/20731523\_2023\_3\_135. EDN JNOUXR.
14. *Миронова Ю.В., Люблинский В.А., Малого Ж.М., Харитонов И.Ф.* Напряженно-деформированное состояние петлевого стыка крупнопанельного здания при прогрессирующем обрушении // *Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета*. 2024. № 4 (70). С. 72–82. DOI: 10.48612/NewsKSUAE/70.7. EDN ECSCSH.
15. *Elkady N., Augusthus Nelson L., Weekes L., Makoond N., Buitrago M.* Progressive collapse: Past, present, future and beyond // *Structures*. 2024. Vol. 62. P. 106131. DOI: 10.1016/j.istruc.2024.106131. EDN FYLRWY.
16. *Kiakojoury F., De Biagi V., Chiaia B., Sheidaii M.R.* Strengthening and retrofitting techniques to mitigate progressive collapse: A critical review and future research agenda // *Engineering Structures*. 2022. Vol. 262. P. 114274. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114274. EDN NAXIZX.
17. *Makoond N., Shahnazi G., Buitrago M., Adam J.M.* Corner-column failure scenarios in building structures: Current knowledge and future prospects // *Structures*. 2023. Vol. 49. Pp. 958–982. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.01.121. EDN QFSPDN.
18. *Alshaiikh I.M.H., Bakar B.H.A., Alwesabi E.A.H., Akil H.Md.* Experimental investigation of the progressive collapse of reinforced concrete structures : an overview // *Structures*. 2020. Vol. 25. Pp. 881–900. DOI: 10.1016/j.istruc.2020.03.018. EDN YLAATO.
19. *Adam J.M., Parisi F., Sagaseta J., Lu X.* Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century // *Engineering Structures*. 2018. Vol. 173. Pp. 122–149. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.06.082
20. *Миронова Ю.В., Денисов В.В.* Напряженно-деформированное состояние сборного железобетонного каркаса при прогрессирующем обрушении // *Строительные конструкции, здания и сооружения*. 2022. № 1 (1). С. 4–12. EDN BLYYSL.
21. *Семашкин А.Д., Туснин А.Р., Бергер М.П.* Способы расчета несущих конструкций на устойчивость к прогрессирующему разрушению // *Строительство: наука и образование*. 2023. Т. 13. № 2. С. 31–50. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.2.3. EDN SSKMDG.

22. Kiakojouri F., Zeinali E., Adam J.M., De Biagi V. Experimental studies on the progressive collapse of building structures: A review and discussion on dynamic column removal techniques // Structures. 2023. Vol. 57. P. 105059. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.105059. EDN DEYPZM.

23. Perelmuter A.V., Kabantsev O.V. About the Problem of Analysis Resistance Bearing Systems in Failure of a Structural Element // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2018. Vol. 14. Issue 3. Pp. 103–113. DOI: 10.22337/2587-9618-2018-14-3-103-113. EDN CKYYJV.

Поступила в редакцию 30 сентября 2025 г.

Принята в доработанном виде 16 января 2026 г.

Одобрена для публикации 29 января 2026 г.

ОБ АВТОРАХ: **Игорь Андреевич Антаков** — кандидат технических наук, старший преподаватель кафедры железобетонных и каменных конструкций; **Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ)**; 420043, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1; РИНЦ ID: 988840, Scopus: 6602878380, ResearcherID: M-5127-2018, ORCID: 0000-0002-5238-1701; igor788@bk.ru;

**Алексей Борисович Антаков** — кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры железобетонных и каменных конструкций; **Казанский государственный архитектурно-строительный университет (КГАСУ)**; 420043, г. Казань, ул. Зеленая, д. 1; РИНЦ ID: 260835, Scopus: 57218822925, ORCID: 0000-0001-8712-4134; antakof@mail.ru;

**Антон Ринатович Гиздатуллин** — кандидат технических наук, главный инженер; **Казанский Инженерный Проект (КазИнжПроект)**; 420015, г. Казань, ул. Жуковского, д. 9; Scopus: 57191525963; antonchiks@mail.ru.

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

## REFERENCES

1. Baša N., Vuković N.K., Ulićević M., Muhadinović M. Effects of internal force redistribution on the limit states of continuous beams with GFRP reinforcement. *Applied Sciences*. 2020; 10(11):3973. DOI: 10.3390/app10113973. EDN NUSXIC
2. Ju M., Park Y., Park C. Cracking control comparison in the specifications of serviceability in cracking for FRP reinforced concrete beams. *Composite Structures*. 2017; 182:674-684. DOI: 10.1016/j.compstruct.2017.09.016
3. Fabrichnaya K.A. Strength assessment of complex intersections made of expanded clay concrete blocks. *Bulletin of Civil Engineers*. 2023; 6(101):31-42. DOI: 10.23968/1999-5571-2023-20-6-31-42. EDN BIMNIY. (rus.)
4. Antakov I.A. Features of behavior of flexural members with composite polymeric reinforcement under load. *Housing Construction*. 2018; 5:15-18. EDN XQKXFB. (rus.)
5. Mirsayapov I.T., Lim V.A., Mirsayapov A.I., Suleymanov A.M. Evaluation of the effectiveness of the use of high-modulus polymer composite reinforcement. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2023; 3(65):145-153. DOI: 10.52409/20731523\_2023\_3\_145. EDN KGTHOV. (rus.)
6. Mukhamediev T.A., Zenin S.A., Kudyakov K.L. Research of strength of uniaxial compressed concrete elements reinforced with FRP. *Concrete and Reinforced Concrete*. 2024; 2(621):13-19. DOI: 10.37538/0005-9889-2024-2(621)-13-19. EDN GRWDHG. (rus.)
7. Merkulov S.I., Rimshin V.I., Akimov E.K. Fire resistance of concrete structures with composite rod reinforcement. *Industrial and Civil Engineering*. 2019; 4:50-55. DOI: 10.33622/0869-7019.2019.04.50-55. EDN BYRGVY. (rus.)
8. Zinnurov T.A., Kormiltsev V.S. Theoretical studies of the effect of temperature action on the operation of various types of reinforcement in concrete structures. *Roads and Transport Infrastructure*. 2023; 4(4):5-13. EDN LGNGAZ. (rus.)
9. Mukhamediev T.A., Kuzevanov D.V. On the calculation of the strength of bent structures made of concrete with composite reinforcement. *Structural Mechanics and Analysis of Constructions*. 2016; 4(267):18-22. EDN WHMCOH. (rus.)
10. Kudyakov K.L., Buchkin A.V. Design of monolithic concrete foundation slabs with FRP reinforcement. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2024; 19(6):892-905. DOI: 10.22227/1997-0935.2024.6.892-905. EDN KIIJJC. (rus.)
11. Mirsayapov I.T., Antakov I.A., Antakov A.B. The analysis of crack width in flexural concrete members reinforced with polymer composite bars. *Vestnik MGSU [Monthly Journal on Construction and Architecture]*. 2020; 15(12):1663-1672. DOI: 10.22227/1997-0935.2020.12.1663-1672. EDN XABHJC. (rus.)
12. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Yu., Amelina M.A. Stability of eccentrically compressed reinforced concrete elements in an accidental design

situation. *Construction, Buildings and Structures*. 2024; 4(9):4-21. EDN IYDOIR. (rus.).

13. Mironova Ju.V., Suleymanov A.M. Constructive solution of the joint of columns with the floor slab in a prefabricated-monolithic frame to increase resistance to progressive collapse. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2023; 3(65):135-144. DOI: 10.52409/20731523\_2023\_3\_135. EDN JNOU XR. (rus.).

14. Mironova Ju.V., Lyublinskiy V.A., Malongo J.M., Kharitonov I.F. Stress-strain state of the loop joint of a large-panel building with progressive collapse. *News of the Kazan State University of Architecture and Engineering*. 2024; 4(70):72-82. DOI: 10.48612/News-KSUAE/70.7. EDN ECSCSH. (rus.).

15. Elkady N., Augusthus Nelson L., Weekes L., Makoond N., Buitrago M. Progressive collapse: Past, present, future and beyond. *Structures*. 2024; 62:106131. DOI: 10.1016/j.istruc.2024.106131. EDN FYLRWY.

16. Kiakojouri F., De Biagi V., Chiaia B., Sheidaii M.R. Strengthening and retrofitting techniques to mitigate progressive collapse: A critical review and future research agenda. *Engineering Structures*. 2022; 262:114274. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114274. EDN NAXIZX.

17. Makoond N., Shahnazi G., Buitrago M., Adam J.M. Corner-column failure scenarios in building structures: Current knowledge and future prospects. *Structures*. 2023; 49:958-982. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.01.121. EDN QFSPDN.

18. Alshaikh I.M.H., Bakar B.H.A., Alwesabi E.A.H., Akil H.Md. Experimental investigation of the progressive collapse of reinforced concrete structures : an overview. *Structures*. 2020; 25:881-900. DOI: 10.1016/j.istruc.2020.03.018. EDN YLAATO.

19. Adam J.M., Parisi F., Sagasetta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*. 2018; 173:122-149. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.06.082

20. Mironova Yu.V., Denisov V.V. Stress-strain state of precast reinforced concrete frame with progressive collapse. *Construction, buildings and structures*. 2022; 1(1):4-12. EDN BLYYSL. (rus.).

21. Semashkin A.D., Tusnin A.R., Berger M.P. Methods of structural analysis for resistance to progressive collapse. *Construction: Science and Education*. 2023; 13(2):31-50. DOI: 10.22227/2305-5502.2023.2.3. EDN SSKMDG. (rus.).

22. Kiakojouri F., Zeinali E., Adam J.M., De Biagi V. Experimental studies on the progressive collapse of building structures: A review and discussion on dynamic column removal techniques. *Structures*. 2023; 57:105059. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.105059. EDN DEYPZM.

23. Perelmuter A.V., Kabantsev O.V. About the Problem of Analysis Resistance Bearing Systems in Failure of a Structural Element. *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*. 2018; 14(3):103-113. DOI: 10.22337/2587-9618-2018-14-3-103-113. EDN CKYYJV.

Received September 30, 2025.

Adopted in revised form on January 16, 2026.

Approved for publication on January 29, 2026.

**B I O N O T E S :** **Igor A. Antakov** — Candidate of Technical Sciences, senior lector of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures; **Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)**; 1 Zelenaya st., Kazan, 420043, Russian Federation; ID RSCI: 988840, Scopus: 6602878380, ResearcherID: M-5127-2018, ORCID: 0000-0002-5238-1701; igor788@bk.ru;

**Alexey B. Antakov** — Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures; **Kazan State University of Architecture and Engineering (KSUAE)**; 1 Zelenaya st., Kazan, 420043, Russian Federation; ID RSCI: 260835, Scopus: 57218822925, ORCID: 0000-0001-8712-4134; antakof@mail.ru;

**Anton R. Gizdatullin** — Candidate of Technical Sciences, chief engineer; **Kazan Engineering Project (KazInzhProject)**; 9 Zhukovskogo st., Kazan, 420015, Russian Federation; Scopus: 57191525963; antonchiks@mail.ru.

*Contribution of the authors: all authors have made an equivalent contribution to the preparation of the publication.*

*The authors declare no conflict of interest.*