

ФАН ДИНЬ ГУОК<sup>1</sup>, Т.А. ИЛЬЮЩЕНКО<sup>2,3</sup>, М.А. АМЕЛИНА<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, г. Москва, Россия

<sup>2</sup>Юго-западный государственный университет, г. Курск, Россия

<sup>3</sup>Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН Российская Федерация, г. Москва, Россия

## СИЛОВОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ С КОСВЕННЫМ АРМИРОВАНИЕМ В ЗАПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЯХ

**Аннотация.** Приведены результаты исследований монолитных железобетонных каркасов многоэтажных зданий и железобетонных рам, моделирующих фрагменты таких каркасов в предельных состояниях, вызванных особыми воздействиями. Рассмотрено два варианта армирования ригелей рам: с двойным армированием, обеспечивающим работу ригеля при изменении в раме силовых потоков и соответственно знака момента; варианта с двойным армированием и установкой дополнительного косвенного армирования в приопорных зонах ригелей на всю высоту сечения. Первичные и вторичные расчетные схемы были построены с использованием объемных конечных элементов для бетона и стержневых элементов арматуры. Полученные расчетные параметры деформаций, картин трещин и схем разрушения рам для всех вариантов сопоставлены между собой и с результатами испытаний физических моделей этих конструкций. Для оценки влияния смешанного армирования на предельные деформации сжатого бетона в предельных состояниях, на основе теории пластичности бетона и железобетона Г.А. Гениева, построены деформационные зависимости для характерного железобетонного элемента, армированного стержнями одного направления и сетками в двух других при одноосном сжатии и объемной деформации.

Установлено, что использование косвенного армирования в сочетании с двойной продольной арматурой в изгибаемых элементах при статико-динамическом режиме нагружения значительно увеличивает предельные деформации. Этот вариант армирования является одним из эффективных способов защиты монолитных железобетонных каркасов многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения при особых воздействиях.

**Ключевые слова:** железобетонный каркас, особое воздействие, предельное состояние, косвенное армирование, расчет, живучесть.

PHAN DINH QUOC<sup>1</sup>, T.A. ILIUSHCHENKO<sup>2,3</sup>, M.A. AMELINA<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia

<sup>2</sup>South West State University, Kursk, Russia

<sup>3</sup>Research Institute of Building Physics of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia

## RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE FRAMES OF MULTI-STOREY BUILDINGS WITH INDIRECT REINFORCEMENT IN OVER-EXTREME LIMIT STATES

**Abstract.** The results of studies of monolithic reinforced concrete frames of multi-storey buildings and reinforced concrete frames simulating fragments of such frames in over-extreme limit states caused by special actions are presented. Two options for reinforcing the beams of the frames are considered: with double reinforcement, which ensures the operation of the beam when the force flows in the frame and, accordingly, the sign of the moment change; option with double reinforcement and

*installation of additional indirect reinforcement in the support zones of the beams for the entire height of the section. Primary and secondary design models were built using volumetric finite elements for concrete and reinforcement rods. The obtained design parameters of deformations, crack patterns and frame failure patterns for all options are compared with each other and with the results of testing physical models of these structures. To assess the effect of mixed reinforcement on the limiting deformations of compressed concrete in over-extreme limit states, based on the theory of plasticity of concrete and reinforced concrete G.A. Geniyeva, deformation dependencies are constructed for a typical reinforced concrete element reinforced with rods in one direction and meshes in the other two under uniaxial compression and volumetric deformation.*

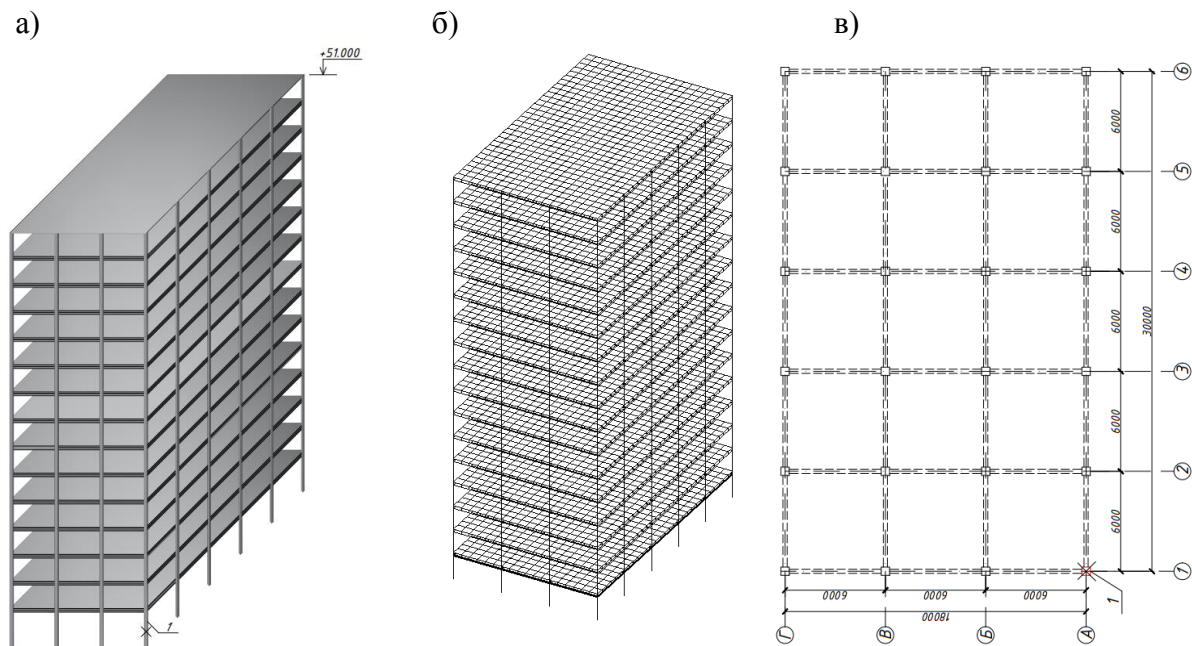
*It has been established that the use of indirect reinforcement in combination with double longitudinal reinforcement in bending elements under static-dynamic loading conditions significantly increases the ultimate deformation of the compressed zone. This reinforcement option can working way to protect monolithic reinforced concrete frames of multi-storey buildings from progressive collapse under special actions*

**Keywords:** reinforced concrete frame, special action, over-extreme limit states, indirect reinforcement, calculation, survivability.

**Введение.** В последние десятилетия количество научных публикаций по проблеме защиты от прогрессирующего обрушения в России и за рубежом резко возросло, см. например, обзоры исследований, приведенные в работах [1-5]. Более того, у нас в стране и ряде зарубежных стран разработаны и введены в практику проектирования нормативные документы нового поколения по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения [6-10]. В этих и других работах приведены способы расчетного анализа и предлагаются конструктивные решения, учитывающие при проектировании особое воздействие – в виде гипотетического удаления одной из несущих конструкций, в том числе для железобетонных каркасов многоэтажных зданий. В связи с этим, решение задач, связанных с защитой конструкций зданий от таких воздействий, в условиях все возрастающих вызовов природного и техногенного характера представляется актуальным направлением исследований. Анализ научных публикаций показал, что проблем экспериментального обоснования решения таких задач посвящено небольшое число экспериментальных исследований. Можно отметить отдельные зарубежные исследования на натурных конструкциях [11-13] и исследования, проводимые в России, в основном на моделях рамных каркасов. При этом изучались традиционные схемы армирования [14,15], вариант двойного армирования [16] и вариант с предварительно напряженной арматурой в ригелях рам [17]. Что же касается косвенного армирования изгибаемых элементов сетками, то известны исследования не конструктивных систем в целом, а отдельных сжатых и изгибаемых элементов (колонн, балок) [18-21]. Для рамных систем каркасов зданий при особых воздействиях экспериментальные исследования с применением косвенного армирования не проводилось. В связи с этим в статье рассмотрено новое конструктивное решение монолитных и сборно-монолитных железобетонных многоэтажных каркасов зданий со смешанным вариантом армирования, включающим стержневую арматуру и косвенное армирование в виде сеток. Такой вариант армирования направлен на защиту каркаса от прогрессирующего обрушения, без изменения опалубочных размеров конструктивных элементов здания. Приведены методика и алгоритм расчета каркаса многоэтажного здания в запредельных состояниях, вызванных особым аварийным воздействием, а также результаты сопоставительного анализа результатов расчета по различным расчетным схемам с данными экспериментальных исследований железобетонных рам со смешанным армированием [16].

**Конструктивное решение.** В качестве объекта исследования был рассмотрен железобетонный рамно-стержневой каркас многоэтажного здания со смешанным армированием, включающем в себя железобетонные колонны, монолитные ригели и монолитную плиту (рисунок 1). С целью повышения сопротивляемости каркаса внезапному изменению силовых потоков при удалении одной из колонн, армирование ригеля выполнено

двойной арматурой и дополнительной косвенной арматурой в виде сеток, установленных в приопорных зонах ригелей (рисунок 2).



*Рисунок 1 - Конструктивная (а) и расчетная (б) схема железобетонного каркаса здания и план типового этажа (в): 1 – удаляемая колонна*

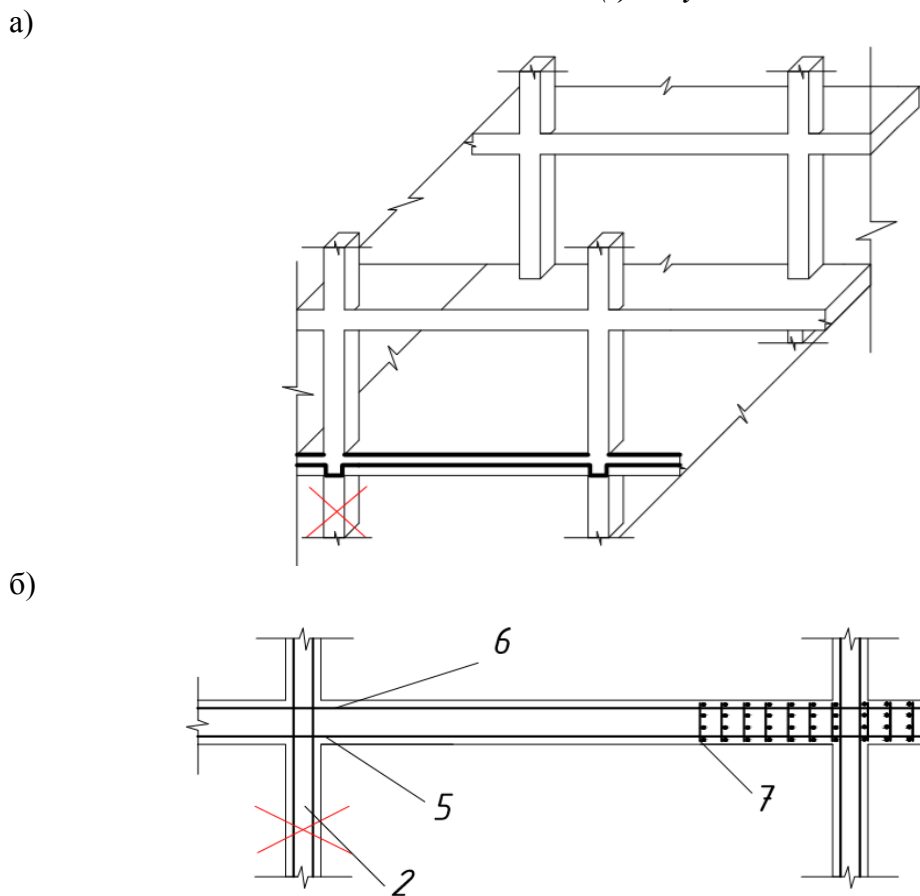
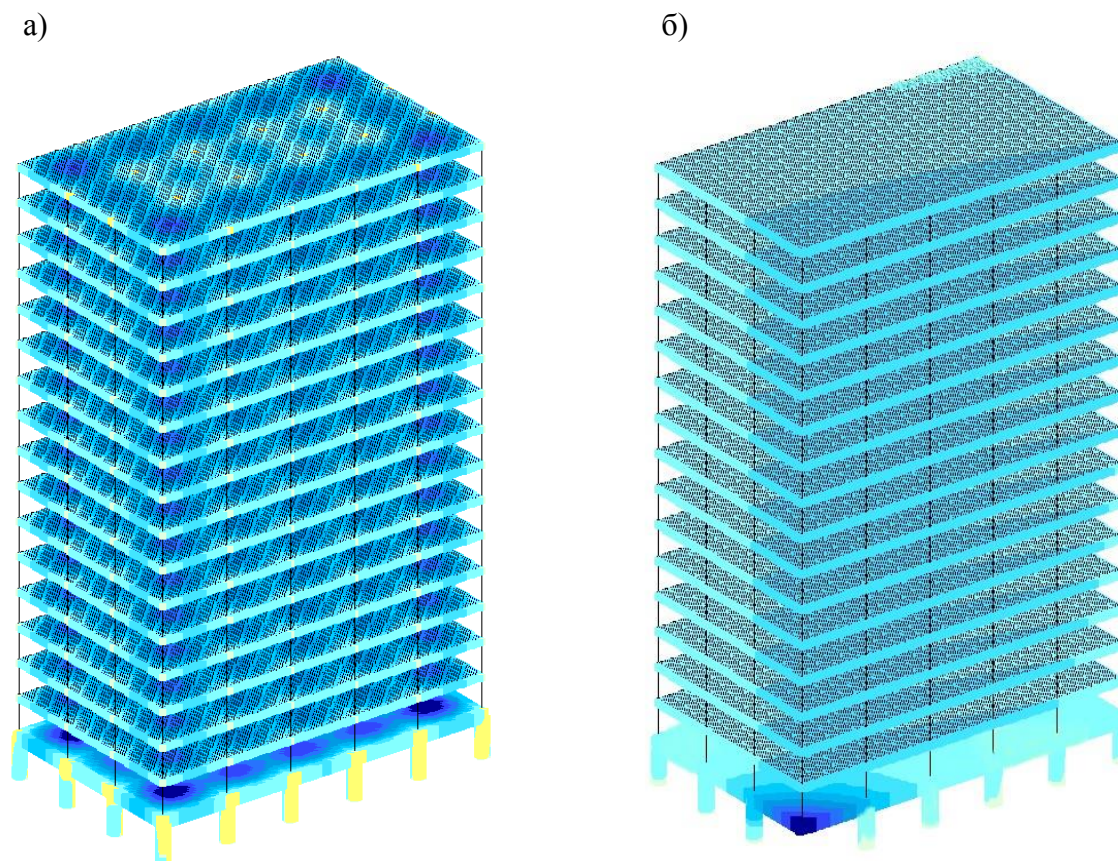


Рисунок 2 - Конструктивная система железобетонного каркаса здания (а) и разрез 1-1 (б):  
1 – несущая колонна, 2 – удаляемая колонна, 3 – ригель, 4 – многопустотная плита,  
5, 6 – нижняя и верхняя арматура ригеля, 7 – сварные сетки

Конструкции колонн, ригелей и плит перекрытия здания выполнены из бетона разной прочности классов В20 и В35. При расчете на особое воздействие был рассмотрен вариант воздействия в виде удаления угловой колонны на первом этаже здания.

**Методика и алгоритм расчета.** При расчете каркаса на особое воздействие с помощью метода конечных элементов и программного комплекса ЛИРА-САПР использовалась модель детализации элементов каркаса, при которой нижний этаж каркаса здания вместе с зоной возможного локального разрушения моделировался объемными конечными элементами, а вышележащие этажи - стержневыми конечными элементами (рисунок 3). Стыковка конструктивных элементов первого и второго этажей осуществлялась при помощи жестких вставок, аналогично, как это было показано в работе [22].



*Рисунок 3 - Мозаика перемещения здания при смешанном армировании: при расчете по первичной схеме нагружения до удаления колонны (а), при расчете по вторичной схеме нагружения после удаления колонны (б)*

Были рассчитаны также модели фрагментов железобетонных каркасов, для которых имеются опытные данные [16]. Они представляли собой железобетонные монолитные рамы, из бетона класса В15, армированных симметрично по высоте сечения сверху и внизу продольными стержнями диаметром 6 мм, из арматуры класса А240 и поперечной арматурой из проволоки диаметром 2 мм, класса Вр500. Помимо традиционного армирования в ригелях рамы устанавливалась косвенная арматура в виде сеток из стержней диаметром 2 мм, класса Вр500. Все конструктивные элементы рам были приняты сечением 100х100х100 мм.

Для оценки влияния смешанного армирования на предельные деформации и прочность сжатого железобетона в запредельных состояниях построены деформационные зависимости для характерного железобетонного элемента, выделенного в сжатой зоне ригеля (рисунок 4), армированного стержнями одного направления и сетками в двух других направлениях, при одноосном сжатии и объемной деформации. В основу этих зависимостей

положена деформационная модель теории пластичности бетона и железобетона Г.А. Гениева [23].

Рассмотрен общий случай деформирования сжатого объемного железобетонного элемента (сжатой зоны изгибаемого элемента), армированного сетками в двух направлениях и стержневой арматурой в направлении ортогональном направлению стержней сеток. Таким характерным элементом выполнено моделирование бетона сжатой зоны изгибаемых, внецентренно сжатых и сжатых элементов рамно-стержневых каркасов многоэтажных зданий. Фрагмент узла железобетонной рамы с таким армированием приведен на рисунке 4. В сжатой приопорной зоне ригеля с размерами поперечного сечения  $h \times b$  выделен исследуемый характерный объемным элементом Э1 единичных размеров, испытывающим одноосное напряженное состояние и объемную деформацию. Армирование элемента выполнено ортогональными сетками, установленными в плоскостях  $yoу$  с шагом  $s$  и продольной сжатой арматурой  $A_s$  в направлении продольной оси  $x$ .

Значение предельных деформаций (напряжений) расчетного элемента определены при его объемном деформировании в зависимости от процента косвенного армирования сетками. Условие совместного деформирования бетона и арматуры в плоскости  $yoу$  имеет вид:

$$\varepsilon_{by} = \varepsilon_{bz} = \varepsilon_s;$$

$$\mu_x = \mu_y = \mu; \quad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}.$$

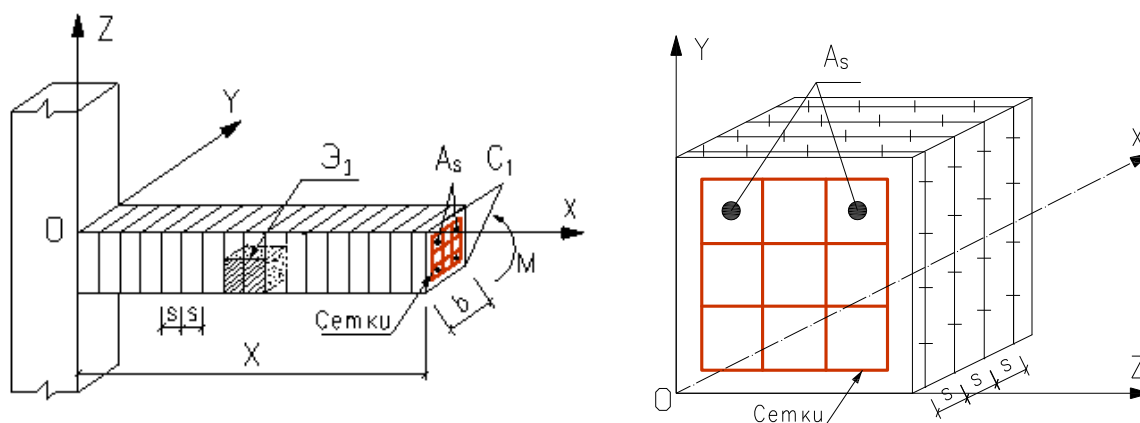


Рисунок 4 - Фрагмент узла железобетонной рамы с характерным элементом Э1 (а) и схема характерного расчетного элемента с косвенной арматурой (б)

Принимая интенсивность армирования сетками в обоих направлениях одинаковой, следуя [23] для деформаций рассматриваемого характерного элемента можно записать:

$$\varepsilon_{by} = \varepsilon_{bz} = \frac{1}{E_b(\Gamma)} \cdot [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] - \frac{g_0 \Gamma^2}{3}. \quad (1)$$

Здесь:

$$\sigma_y = \sigma_z = \mu \sigma_s; \quad (2)$$

$g_0$  - модуль дилатации определяемы согласно [23].

Подставим (1) в (2) получим:

$$\varepsilon_{by} = \varepsilon_{bz} = \frac{1}{E_b(\Gamma)} \cdot [\mu \sigma_s - \nu(\sigma_x + \mu \sigma_s)] - \frac{g_0 \Gamma^2}{3}.$$

Или

$$\frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{1}{E_b(\Gamma)} \cdot [\mu\sigma_s - \nu(\sigma_x + \mu\sigma_s)] - \frac{g_0\Gamma^2}{3}.$$

Отсюда:

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{E_s}{E_b(\Gamma)} \cdot [\mu\sigma_s - \nu(\sigma_x + \mu\sigma_s)] - \frac{g_0\Gamma^2}{3} \\ &= \frac{E_s}{E_b(\Gamma)} \cdot [(1-\nu)\mu\sigma_s - \nu\sigma_x] - \frac{g_0\Gamma^2}{3}\end{aligned}$$

Тогда напряжения обжатия бетона с учетом растяжения поперечными деформациями стержней арматурных сеток составят:

$$\mu\sigma_s = \frac{\frac{\nu E_s}{E_b(\Gamma)}\sigma_x + \frac{g_0\Gamma^2}{3}}{\frac{(1-\nu)E_s}{E_b(\Gamma)} - \frac{1}{\mu}}.$$

Определим степень увеличения предельного сжимающего напряжения при неравномерном всестороннем сжатии. Условие прочности для рассматриваемого характерного элемента Э1 с косвенным армированием запишем в виде:

$$3I_2 = [R_c R_p + (R_c - R_p)I_2] \left[ \left( 1 - \left( 1 - \frac{3T_c^2}{R_c R_p} \right) \right) \cdot \left( 1 - \frac{I_3}{2} \cdot \left( \frac{I_2}{2} \right)^{\frac{-3}{2}} \right) \right]. \quad (3)$$

Полагая  $\sigma_2 = \sigma_3 = \mu\sigma_s$  и подставляя в (3), получим:

$$\sigma_x = \sigma_1 = \mu\sigma_s + \frac{(R_c - R_p)\xi}{2} + \sqrt{3\mu\sigma_s(R_c - R_p) + R_c R_p \xi + 0,25(R_c - R_p)^2 \xi^2} \quad \dots \quad (4)$$

Здесь,  $\xi = \frac{6T_c^2}{R_c R_p} - 1$ ,  $T_c$  - предельное значение интенсивности касательных напряжений.

После подстановки соответствующих прочностных характеристик  $\sigma_x$  получим:

$$\begin{aligned}\sigma_x(\mu) &= \frac{\sqrt{36(\alpha\mu - 2)^2 \cdot (5\alpha\mu - 6)^2 \cdot (R_p^2 + R_c^2) + 72 \cdot (5\alpha\mu - 6)^2 \cdot (7\alpha^2\mu^2 - 12\alpha\mu + 4)R_c R_p}}{144(\alpha\mu - 1)^2} \\ &+ \frac{6(\alpha\mu - 2) \cdot (5\alpha\mu - 6) \cdot (R_c - R_p)}{144(\alpha\mu - 1)^2}\end{aligned}$$

Уравнения (3) и (4) определяют систему нелинейных уравнений для определения предельного сжимающего напряжения  $\sigma_x$  (предельных деформаций) в железобетонном элементе с косвенным армированием.

С использованием полученных формул были проведены вычисления и построена зависимость предельной прочности бетона от коэффициента косвенного армирования « $\sigma_x - \mu$ » (рисунок 5, кривая 1).

Здесь же приведен аналогичный график « $\sigma_x - \mu$ » (рисунок 5, кривая 2) изменения предельной прочности бетона, построенный с использованием формул действующих норм [24]. Из их сопоставления следует, что нормы при рассматриваемом предельном состоянии существенно завышают предельную прочность бетона, армированного сетками.

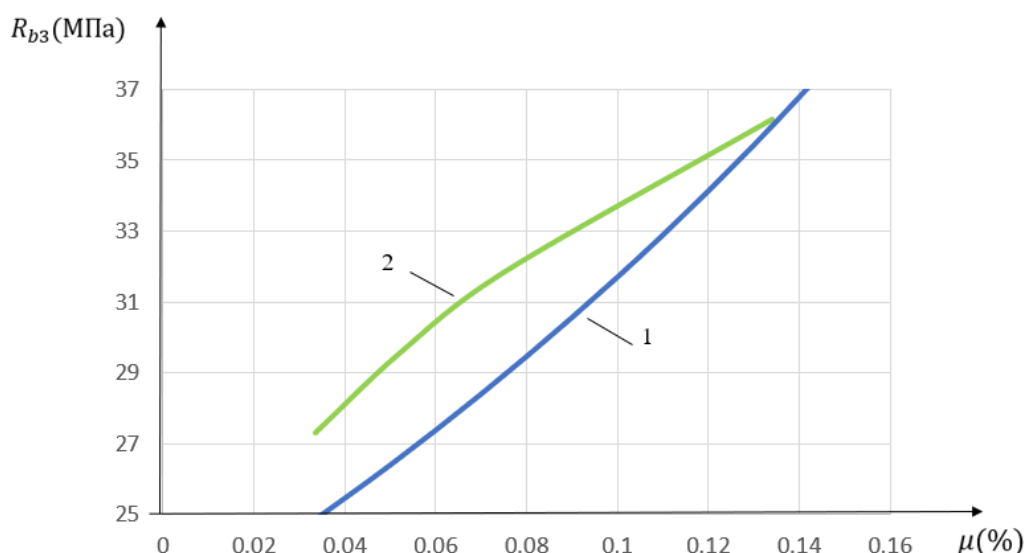
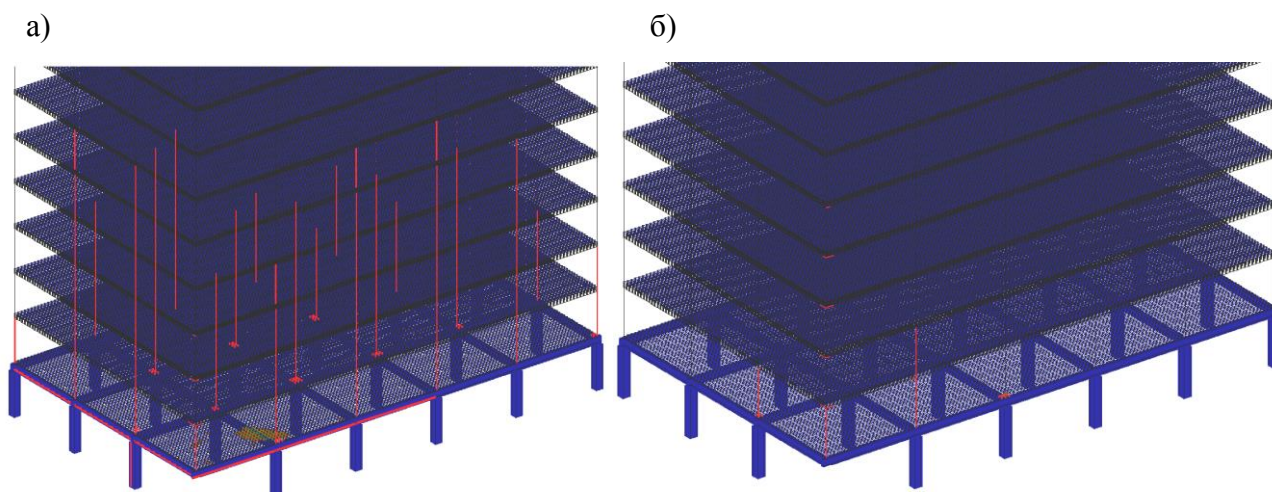


Рисунок 5 - Зависимость предельной прочности бетона от коэффициента косвенного армирования

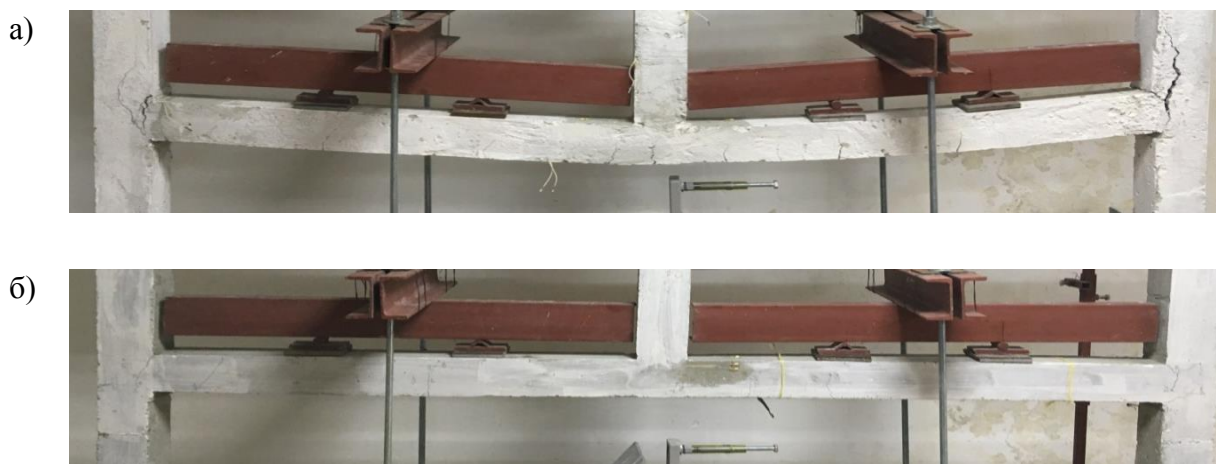
**Анализ результатов расчета.** По результатам расчета были получены характерные картины напряженно-деформированного состояния каркаса здания при проектных нагрузках и рассматриваемом особом воздействии в виде мозаик перемещений перекрытия над первым этажом многоэтажного каркаса, смоделированного объемными конечными элементами, при расчете по первичной и вторичной расчетным схемам, с различными вариантами армирования ригелей каркаса здания: с двойным армированием продольной арматурой и установкой дополнительного косвенного армирования в приопорных зонах ригелей на всю высоту сечения. Получены напряжения деформации в бетоне и арматуре ригеля первого этажа над удаляемой колонной и картина разрушения элементов каркаса многоэтажного здания после удаления угловой колонны первого этажа (таблица 1). Получены также картины разрушения каркаса здания для вариантов армирования ригелей двойной арматурой и армирования двойной арматурой с сетками косвенного армирования (рисунок 6).

Таблица 1. Параметры напряженно-деформированного состояния железобетонного каркаса здания

| Наименование                                                                                       | Вариант расчета                     |                                   |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
|                                                                                                    | Первичная расчетная схема           | Вторичная расчетная схема         |
| <b>Каркас с двойным армированием ригелей</b>                                                       |                                     |                                   |
| Относительный прогиб                                                                               | 1/91                                | 1/5                               |
| Максимальные напряжения в сжатом бетоне, МПа                                                       | -68,96                              | -142,12                           |
| Относительные деформации в сжатом бетоне                                                           | 0,0023                              | 0,0047                            |
| Относительные деформации в продольной арматуре                                                     | Верхняя: 0,00011<br>Нижняя: 0,0002  | Верхняя: 0,014<br>Нижняя: 0,035   |
| <b>Каркас с двойным армированием и установкой дополнительного косвенного армирования в ригелях</b> |                                     |                                   |
| Относительный прогиб                                                                               | 1/144                               | 1/87                              |
| Максимальные напряжения в сжатом бетоне, МПа                                                       | -16,78                              | -23,74                            |
| Относительные деформации в сжатом бетоне                                                           | 0,00056                             | 0,00078                           |
| Относительные деформации в продольной арматуре                                                     | Верхняя: 0,00012<br>Нижняя: 0,00028 | Верхняя: 0,0016<br>Нижняя: 0,0031 |



**Рисунок 6 - Картина разрушения элементов после удаления колонны для каркаса с двойным армированием (а) и каркаса с двойным армированием и сетками косвенного армирования в ригелях (б)** Сопоставление расчетных параметров перемещений, относительных деформаций, напряжений и картин разрушения каркасов показывает, что установка косвенного армирования в комбинации с двойным продольным армированием значительно повышает сопротивляемость каркаса многоэтажного здания особым аvariным воздействиям. Аналогичный вывод подтверждается и результатами испытаний железобетонных конструкций рам, приведенного в работе [16] (рисунок 7).



**Рисунок 7 - Картина разрушений в опытной железобетонной рамно-стержневой конструктивной системе после удаления центральной стойки: рама без косвенного армирования (а), рама с косвенным армированием (б)**

Из сопоставления картин разрушения опытных рам можно видеть, что в раме без косвенного армирования ширина раскрытия трещин после особого воздействия, вызванного внезапным удалением центральной стойки, составляла от 0,8 до 1,8 мм, в то время как для рамы с косвенной арматурой, она составляла от 0,08 до 0,15 мм. Что касается прогибов, то в раме с обычным армированием опытное значение прогиба превысило нормируемый более, чем в два раза, а в раме с дополнительным косвенным армированием относительный прогиб составил  $1/33$  от длины пролета, что не превышает критерий особого предельного состояния.

Из приведенного анализа следует, что использование в ригелях каркасов многоэтажных зданий смешанного армирования в виде продольной арматуры в верхней и нижней зоне и косвенной арматуры в приопорных зонах может быть одним из эффективных способов повышения живучести таких конструктивных систем и их защиты от прогрессирующего обрушения.

**Выводы**

1. Для железобетонных каркасов многоэтажных зданий построены разноуровневые первичные и вторичные расчетные схемы с использованием разнотипных конечных элементов при различных схемах армирования: с двойным армированием; с двойным армированием и установкой дополнительного косвенного армирования в приопорных зонах ригелей на всю высоту сечения.
2. Оценка предельных деформаций в сжатой зоне изгибаемых элементов ригелей выполнены при одноосном сжатии и объемной деформации этой зоны на основе зависимостей теории пластичности бетона и железобетона Г.А. Гениева.
3. Результатами численного расчета с использованием предложенных расчетных моделей и формул для предельной прочности (деформативности) сечений ригелей показано, что применение предложенной схемы смешанного армирования для изгибаемых элементов каркаса может быть эффективен для повышения живучести железобетонных каркасов многоэтажных зданий и их защиты от прогрессирующего обрушения.

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Бондаренко В.М., Колчунов В.И., Воробьев Е.Д., Осовских Е.В., Доценко В.Н. Конструкционная безопасность каркасов жилых зданий // БСТ: Бюллетень строительной техники. 2004. №. 1. С. 8-11.
2. Бондаренко В. М., Ключева Н. В., Колчунов В. И., Андросова Н. Б. Некоторые результаты анализа и обобщения научных исследований по теории конструктивной безопасности и живучести // Строительство и реконструкция. 2012. №. 4. С. 3-16.
3. Травуш В.И., Колчунов В. И., Леонтьев Е. В. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в рамках законодательных и нормативных требований // Промышленное и гражданское строительство. 2019. №. 2. С. 46-54.
4. Fedorova N.V., Savin S.Y. Progressive collapse resistance of facilities experienced to localized structural damage-an analytical review // Build. Reconstr. 2021. Т. 95. №. 3. С. 76-108.
5. Травуш В.И., Шапиро Г.И., Колчунов В.И., Леонтьев Е.В., Федорова Н.В. Проектирование защиты крупнопанельных зданий от прогрессирующего обрушения // Жилищное строительство. 2019. №. 3. С. 40-46.
6. СП 385.1325800.2018. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения / 385.1325800.2018. СП – М.: Минстрой России, 2018.– 33с. (Building Code of RF SP 385.1325800.2018 Protection of buildings and structures against progressive collapse. Design code. Basic statements. Moscow: Ministry of Construction of RF, 2018. 26 p. (in Russian))
7. Unified Facilities Criteria. Design of buildings to resist progressive collapse (UFC 4-023-03). Washington, DC: Department of Defence (DoD), 2009
8. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7: eurocode 1 – actions on structures – part 1–7: general actions – accidental actions. Brussels (Belgium): CEN, 2006
9. Australian Building Codes Board (ABCB). National construction code (NCC). Council of Australian Governments. 2016
10. China Association for Engineering Construction Standardization (CECS). Code for anti-collapse design of building structures, CECS 392: 2014. Beijing (China), 2014
11. Y.-L. Fan, J. Wang, and H.-L. Wang, Experimental study on collapse performance of one-story reinforced concrete frames using external prestressing tendons // Journal of Central South University. 2018. Vol. 49. No. 5. P. 1244–1253.
12. Kang S.B., Tan K.H. Progressive collapse resistance of precast concrete frames with discontinuous reinforcement in the joint // Journal of Structural Engineering. 2017. Т. 143. №. 9. С. 04017090.
13. Yang T., Chen W., Han Z. Experimental Investigation of Progressive Collapse of Prestressed Concrete Frames after the Loss of Middle Column // Advances in Civil Engineering. 2020. Т. 2020.
14. Ключева Н.В., Кореньков П.А. Методика экспериментального определения параметров живучести железобетонных рамно-стержневых конструктивных систем // Промышленное и гражданское строительство. 2016. No2. С. 44-48.
15. Fedorova N.V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions // Journal of Physics: Conference Series. 2019. (1425). С. 012033.
16. Федорова Н.В., Фан Д.К., Нгуен Т.Ч. Экспериментальные исследования живучести железобетонных рам с ригелями, усиленными косвенным армированием // Строительство и реконструкция. 2020. №. 1. С. 92-100.
17. Kolchunov V., Iliushchenko T., Savin S. Deformation and Failure of Prestressed Reinforced Concrete Frames in Ultimate States // Proceedings of MPCPE 2021. Springer, Cham, 2022. С. 41-53.

18. Расторгуев Б.С., Ванус Д.С. Расчет изгибаемых железобетонных элементов с косвенным сетчатым армированием сжатой зоны // Промышленное и гражданское строительство. 2010. №. 12. С. 58.
19. Krishan A.L., Sabirov R.R., Krishan M.A. Strength calculation of compressed reinforced concrete elements with indirect reinforcement with nets // Architecture Building Education. 2014. Т. 1. №. 3. С. 215-224.
20. Тамразян А.Г., Манаенков И.К. К расчету изгибаемых железобетонных элементов с косвенным армированием сжатой зоны // Промышленное и гражданское строительство. 2016. №. 7. С. 41-44.
21. Vu N. S., Yu B., Li B. Stress-strain model for confined concrete with corroded transverse reinforcement // Engineering Structures. 2017. Т. 151. С. 472-487.
22. Демьянов А.И., Алякади С.А. Статико-динамическое деформирование железобетонных элементов пространственной рамы при их сложном сопротивлении // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2018. №. 11. С. 20-33.
23. Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. 1974.
24. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

## REFERENCES

1. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I., Vorob'ev E.D., Osovskih E.V., Docenko V.N. Konstrukcionnaya bezopasnost' karkasov zhilyh zdaniy [Structural safety of residential building frames] // BST: Byulleten' stroitel'noj tekhniki. 2004. №. 1. S. 8-11 (rus)
2. Bondarenko V.M., Klyueva N.V., Kolchunov V.I., Androsova N.B. Nekotorye rezul'taty analiza i obobshcheniya nauchnyh issledovaniy po teorii konstruktivnoj bezopasnosti i zhivuchesti [Some results of the analysis and generalization of scientific research on the theory of constructive safety and survivability] // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. 2012. №. 4. S. 3-16 (rus)
3. Travush V.I., Kolchunov V.I., Leont'ev E.V. Zashchita zdaniy i sooruzhenij ot progressiruyushchego obrusheniya v ramkah zakonodatel'nyh i normativnyh trebovaniy [Protection of buildings and structures from progressive collapse within the framework of legislative and regulatory requirements] // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2019. №. 2. S. 46-54 (rus)
4. Fedorova N.V., Savin S.Y. Progressive collapse resistance of facilities experienced to localized structural damage-an analytical review // Build. Reconstr. 2021. Т. 95. №. 3. С. 76-108.
5. Travush V.I., Shapiro G.I., Kolchunov V.I., Leont'ev E.V., Fedorova N.V. Proektirovanie zashchity krupnopanel'nyh zdaniy ot progressiruyushchego obrusheniya [Design of protection of large-panel buildings against progressive collapse] // Zhilishchnoe stroitel'stvo. 2019. №. 3. S. 40-46 (rus)
6. SP 385.1325800. 2018. Zashchita zdaniy i sooruzhenij ot progressiruyushchego obrusheniya. Pravila proektirovaniya. Osnovnye polozheniya [Protection of buildings and structures from progressive collapse. Design rules. The main provisions.]. M.: Standartinform, 2018. S. 19 (rus)
7. Unified Facilities Criteria. Design of buildings to resist progressive collapse (UFC 4-023-03). Washington, DC: Department of Defence (DoD), 2009.
8. CEN Comité Européen de Normalisation. EN 1991-1-7: eurocode 1 – actions on structures – part 1–7: general actions – accidental actions. Brussels (Belgium): CEN, 2006.
9. Australian Building Codes Board (ABCB). National construction code (NCC). Council of Australian Governments. 2016.
10. China Association for Engineering Construction Standardization (CECS). Code for anti-collapse design of building structures, CECS 392: 2014. Beijing (China), 2014.
11. Y.-L. Fan, J. Wang, and H.-L. Wang, Experimental study on collapse performance of one-story reinforced concrete frames using external prestressing tendons // Journal of Central South University. 2018. Vol. 49. No. 5. P. 1244–1253.
12. Kang S.B., Tan K.H. Progressive collapse resistance of precast concrete frames with discontinuous reinforcement in the joint // Journal of Structural Engineering. 2017. Т. 143. №. 9. С. 04017090.
13. Yang T., Chen W., Han Z. Experimental Investigation of Progressive Collapse of Prestressed Concrete Frames after the Loss of Middle Column // Advances in Civil Engineering. 2020. Т. 2020.
14. Klyueva N.V., Koren'kov P.A. Metodika eksperimental'nogo opredeleniya parametrov zhivuchesti zhelezobetonnyh ramno-sterzhnevyyh konstruktivnyh sistem [Method of experimental determination of parameters of survivability of reinforced concrete frame-bar structural systems] // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. 2016. No2. S.44-48. (rus)
15. Fedorova N.V., Ngoc V.T. Deformation and failure of monolithic reinforced concrete frames under special actions // Journal of Physics: Conference Series. 2019. (1425). С. 012033.
16. Fedorova N.V., Fan D.K., Nguen T.CH. Eksperimental'nye issledovaniya zhivuchesti zhelezobetonnyh ram s rigelyami, usilennymi kosvennym armirovaniem [Experimental studies of the survivability of reinforced concrete frames with crossbars reinforced with indirect reinforcement] // Stroitel'stvo i rekonstrukciya. 2020. №. 1. S. 92-100 (rus)

17. Kolchunov V., Iliushchenko T., Savin S. Deformation and Failure of Prestressed Reinforced Concrete Frames in Ultimate States // *Proceedings of MPCPE 2021*. Springer, Cham, 2022. С. 41-53.
18. Rastorguev B.S., Vanus D.S. Raschet izgibaemyh zhelezobetonnyh elementov s kosvennym setchatym armirovaniem szhatoy zony [Calculation of bending reinforced concrete elements with indirect mesh reinforcement of the compressed zone] // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2010. №. 12. S. 58 (rus)
19. Krishan A.L., Sabirov R.R., Krishan M.A. Strength calculation of compressed reinforced concrete elements with indirect reinforcement with nets // *Architecture Building Education*. 2014. Т. 1. №. 3. С. 215-224.
20. Tamrazyan A.G., Manaenkov I.K. K raschetu izgibaemyh zhelezobetonnyh elementov s kosvennym armirovaniem szhatoy zony [To the calculation of bending reinforced concrete elements with indirect reinforcement of the compressed zone] // *Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo*. 2016. №. 7. S. 41-44 (rus)
21. Vu N.S., Yu B., Li B. Stress-strain model for confined concrete with corroded transverse reinforcement // *Engineering Structures*. 2017. Т. 151. С. 472-487.
22. Dem'yanov A.I., Al'kadi S.A. Statiko-dinamicheskoe deformirovanie zhelezobetonnyh elementov prostranstvennoy ramy pri ih slozhnom soprotivlenii [Static-dynamic deformation of reinforced concrete elements of a spatial frame with their complex resistance] // *Izvestiya vysshih uchebnykh zavedenij. Stroitel'stvo*. 2018. №. 11. S. 20-33 (rus)
23. Geniev G.A., Kissyuk V.N., Tyupin G.A. Teoriya plastichnosti betona i zhelezobetona [The theory of plasticity of concrete and reinforced concrete]. М.: Strojizdat, 1974. 316 s. (rus)
24. SP 63.13330.2018. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. Osnovnye polozheniya [Concrete and reinforced concrete structures. Basic Provisions.]. М.: Standartinform, 2018. S. 152 (rus)

#### Информация об авторах:

##### **Фан Динь Гуок**

ФГБОУ ВО "Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет" (НИУ МГСУ), г. Москва, Россия,  
аспирант кафедры железобетонных и каменных конструкций.  
E-mail: [D2nucevn@gmail.com](mailto:D2nucevn@gmail.com)

##### **Ильющенко Татьяна Александровна**

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,  
кандидат технических наук, преподаватель кафедры уникальных зданий и сооружений.  
Научно-исследовательский институт строительной физики РААСН Российская Федерация, г. Москва, Россия,  
инженер.  
E-mail: [tatkhalina93@yandex.ru](mailto:tatkhalina93@yandex.ru)

##### **Амелина Маргарита Андреевна**

ФГБОУ ВО «Юго-Западный государственный университет», г. Курск, Россия,  
студент кафедры уникальных зданий и сооружений.  
E-mail: [margo.dremova@mail.ru](mailto:margo.dremova@mail.ru)

#### Information about authors:

##### **Phan Dinh Quoc**

National Research Moscow State Construction University, Moscow, Russia,  
postgraduate student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.  
E-mail: [D2nucevn@gmail.com](mailto:D2nucevn@gmail.com)

##### **Iliushchenko Tatiana A.**

Southwest State University, Kursk, Russia,  
candidate of technical sciences, teacher of unique buildings and structures.  
Research Institute of Building Physics of Russian Academy of Architecture and Construction Sciences, Moscow, Russia,  
engineer.  
E-mail: [tatkhalina93@yandex.ru](mailto:tatkhalina93@yandex.ru)

##### **Amelina Margarita A.**

Southwest State University, Kursk, Russia,  
student of the Department of Reinforced Concrete and Stone Structures.  
E-mail: [margo.dremova@mail.ru](mailto:margo.dremova@mail.ru)