

А.В. АЛЕКСЕЙЦЕВ¹, Н.С. КУРЧЕНКО¹, М.Д. АНТОНОВ¹, Д.В. МОРОЗОВА¹
¹ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ АВАРИЙНО ДОГРУЖАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН С НАЧАЛЬНЫМИ НЕСОВЕРШЕНСТВАМИ

Аннотация. Рассмотрен подход к численному моделированию напряженно-деформированного состояния железобетонных колонн квадратного сечения с различными типами начальных несовершенств. Определена их предельная несущая способность с учетом возможного динамического догружения продольной силой и изгибающим моментом. Для исследований используется численная модель, описывающая конструкцию колонны объемными элементами для бетона и стержневыми элементами для арматурного каркаса. Начальные несовершенства моделируются путем физического удаления элементов, расшивки элементов, расшивки с возможностью последующей шивки нелинейными связями, моделирующими зазоры и сцепление на границе раздела сред. Численный анализ выполнялся в динамической постановке по неявной схеме на основе шагового метода, решение нелинейной задачи выполнялось с использованием метода Ньютона-Рафсона с невязкой по значению узловых сил. Установлена степень влияния начальных несовершенств, связанных с отклонениями геометрии и повреждениями материала на несущую способность сжато-изгибаемых элементов при аварийном воздействии. Показано, что для сооружений повышенного уровня ответственности целесообразно при проектировании предусматривать дополнительный запас прочности догружаемых колонн в рамных конструкциях в пределах 10%.

Ключевые слова: живучесть, численное моделирование, железобетонные конструкции, колонны, конечно элементный анализ, динамическое догружение, начальные несовершенства, безопасность.

A.V. ALEKSEYTSEV¹, N.S. KURCHENKO¹, M.D. ANTONOV¹, D.V. MOROZOVA¹
¹Moscow State University of Civil Engineering

BEARING CAPACITY OF EMERGENCYLY LOADED REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH INITIAL IMPERFECTIONS

Abstract. An approach to numerical simulation of the stress-strain state of reinforced concrete square columns with various types of initial imperfections is considered. Their ultimate bearing capacity is determined taking into account the possible dynamic additional loading by the longitudinal force and the bending moment. For research, a numerical model is used that describes the design of the column with volumetric elements for concrete and rod elements for the reinforcing cage.

Initial imperfections are modeled by physical removal of elements, unzipping of elements, unzipping with the possibility of subsequent stitching by nonlinear bonds that simulate gaps and adhesion at the interface between media. Numerical analysis was carried out in a dynamic formulation according to an implicit scheme based on the direct method, the solution of a nonlinear problem was performed using the Newton-Raphson method with a discrepancy in the value of nodal forces. The degree of influence of initial imperfections associated with deviations of geometry and damage to the material on the bearing capacity of compressed-bent elements under emergency impact has been established. It is shown that for structures with an increased level of responsibility, it is advisable when designing to provide for an additional margin of safety for additionally loaded columns in frame structures within 10%.

Keywords: *survivability, numerical simulation, reinforced concrete structures, columns, finite element analysis, dynamic loading, initial imperfections, structural safety.*

Введение

Вопросы обеспечения безопасности несущих элементов из железобетона являются актуальными в настоящее время и не потеряют актуальности в будущем. Одним из важных направлений в этой тематике является исследование несущей способности конструкций при наличии отклонений геометрии, локальных дефектов материала, изменения топологии в сечениях многокомпонентных структур. Например, для железобетона локальными дефектами материала могут быть раковины, пустоты в результате недостаточного вибрирования, дефекты соединения стержней арматурных каркасов и т.п. Изменение топологии в сечении может быть связано с отклонением стержней рабочей арматуры от проектного положения, местное выпучивание этих стержней, что может приводить к потере сцепления и выключению стержней из работы. Это может рассматриваться как имитация отсутствия стержня в схеме армирования. Расчет конструкций с учетом несовершенств исследуются на различных этапах жизненного цикла: для реализованных проектов [1], на стадиях проектирования [2] и возведения [3].

В научной литературе сегодня большое внимание уделяется обеспечению сопротивления прогрессирующему разрушению строительных конструкций. При этом рядом авторов исследуются такие важные аспекты как деформирование сжатых [4] и сжато-изогнутых стержней [5], совместное действие динамического догружения и нагрева [6], оптимизация с учетом аварийных воздействий [7].

Следует отметить, что обеспечение механической безопасности с учетом различных аспектов, в том числе наиболее важных, к которым относятся критерии живучести [8], особенности деформирования в предельном состоянии [9, 10], способы моделирования аварийных воздействий [11], может быть дополнено исследованиями начальных несовершенств. Данный вопрос затрагивается для широкого класса несущих систем и конструкций, например, стержней из легких тонкостенных стальных профилей простого [12-14] и составного [15] сечений, плоских рам [16], подкрепленных пластин [17] и оболочек.

В настоящее время исследуются вопросы влияния начальных несовершенств на устойчивость как на уровне сооружений [18], так и на уровне отдельных несущих элементов, имеющих неоднородную структуру [19-21], гибких элементов [9, 22] при этом работе железобетонных стержней при наличии несовершенств в условиях особых воздействий почти не уделяется внимания. Поэтому тематика данной статьи представляется актуальной.

Методы и материалы

1. *Постановка задачи.* Будем выполнять расчет модели квадратной железобетонной колонны в динамической постановке на основе неявной схемы интегрирования. В каждом из расчетов будем фиксировать значение предельной нагрузки, при которой несущая способность не обеспечивается, а также возможные значительные изменения ее геометрии, трактуемые как потеря устойчивости. Для этого учитываем геометрическую нелинейность, как средство регистрации изменения координат в деформированном состоянии системы. Декомпозиция расчетной модели колонны показана на рисунке 1. Здесь задается три возможных положения l_1 , l_2 , l_3 начальных несовершенств. В качестве оных рассматриваем отклонения геометрии рабочей арматуры от проектного положения, ее местное искривление, местное разрушение защитного слоя бетона, а также местную потерю сцепления арматуры с бетоном.

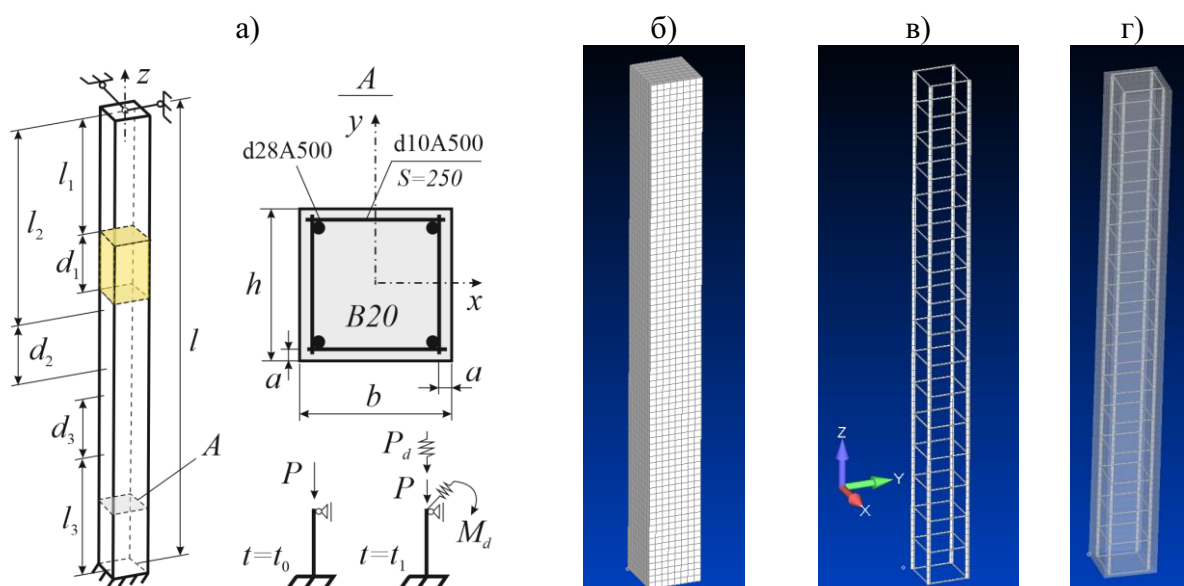


Рисунок 1 – К постановке задачи: исходная система и ее нагружение (а), моделирование бетона и арматуры (б, в, г)

Размеры сечения колонны $h = b = 40$ см, длина $l = 4$ м, $a = 30$ мм классы материалов, принятые шаги и диаметры армирования в процессе исследований не изменяем. Считаем, что колонна в процессе эксплуатации считается условно центрально сжатой, при этом уровень сжимающей нагрузки соответствует 0,8 от нагрузки, определяемой с помощью методики СП 63.13330. При оценке влияния несовершенств на несущую способность колонны рассматривается возникновение в момент времени t_1 вертикального динамического догружения силой P_d и моментом M_d . Такое нагружение характерно для колонн рамных систем при удалении соседней колонны из расчетной схемы.

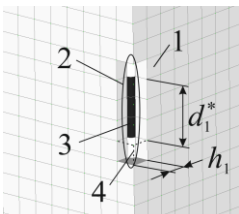
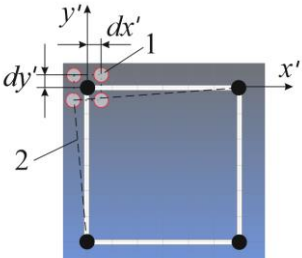
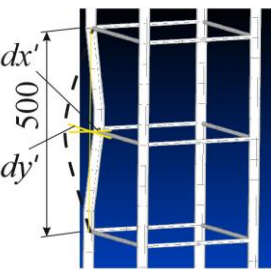
2. *Модели материалов.* Бетон моделировался гексаэдрическими элементами, деформирование которых реализовано в соответствии с моделью Друкера-Прагера. Настройка и верификация модели на соответствие результатам требованиям методики СП 63.13330 приведена в работе [23]. В настоящем расчете использованы следующие значения определяющих эту модель параметров: напряжения когезии (сцепления между частицами) $C = 3,3$ МПа. Эта величина учитывает повышение сцепления бетона в результате внутреннего обжатия, обусловленного наличием каркасов из поперечной арматуры. При этом величина расчетного сопротивления бетона растяжению $R_{bt} = 0,9$ МПа. Угол внутреннего трения $\varphi = 28^\circ$, угол дилатации $\varphi_D = 28^\circ$, началом дилатации считаем уровень относительных напряжений $\sigma / R_b = 0,3$. При моделировании разупрочнения бетона принималась билинейная функция, для которой при $\varepsilon_{b1} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{b2}$ напряжения $\sigma = R_b$, далее при $\varepsilon > \varepsilon_{b2}$ напряжения σ уменьшаются по линейному закону вплоть до уровня деформаций $\varepsilon_f = 0,006$. Здесь значения деформаций $\varepsilon_{b1}, \varepsilon_{b2}$ определены в СП 62.13330, а ε_f – фиктивные деформации обеспечивающие устойчивость процесса численного интегрирования. Арматура моделировалась на основе билинейной диаграммы работы стали по Прандтлю, в которую в качестве предела текучести подставлялась величина расчетного сопротивления $R_s = 420$ МПа, при этом $\varepsilon_{s,el} = 0,002038$. Для расчетов в динамической постановке принимались следующие ограничения по учету демпфирования. Общий коэффициент демпфирования принимался равным 0,05, что соответствует по данным ряда литературных источников учету только конструкционного демпфирования. Считаем, что основной вклад в колебательный процесс вносит первая частота собственных колебаний. Выполняя расчеты конструкции (рисунок 1)

на собственные колебания установлены следующие данные: 1 и 2 частота – 62-63 Гц, 3 частота 119 Гц, 4 частота – 187 Гц. Первым двум частотам соответствует изгибная форма колебаний с одной полуволной, второй частоте – крутильная форма, четвертой частоте – изгибная форма с двумя полуволнами.

3. *Виды несовершенств и их моделирование.* Рассматривались следующие типы начальных несовершенств:

- разрушение фрагмента бетонного тела колонны с потерей сцепления рабочей арматуры с бетоном (IM_1);
 - неточность проектного положения одного из стержней рабочей арматуры в каркасе (IM_2);
 - локальное искривление (выпучивание) стержня рабочей арматуры (IM_3).
- Геометрические параметры несовершенств приведены в таблице 1. На рисунке 1 показан пример объема, высотой d_1 , где может быть расположено несовершенство.

Таблица 1 – Характеристика исследуемых начальных несовершенств

Обозначение	Расположение, мм	Размер, мм	Модель/ FE model	Параметры модели
1	2	3	4	5
IM_1	$l_1 = 1000$ (рис.1)/ (fig. 1)	$d_1 = 250$, $d_1^* = 150$	 Фрагмент колонны	$h_1 = 50$ мм, 1 – объемный КЭ бетона 2 – стержневые КЭ арматуры 3 – КЭ арматуры с расшивкой узлов 4 – удаленный КЭ бетона
	$l_2 = 1750$	$d_2 = 250$ $d_2^* = 150$		
	$l_3 = 1000$	$d_3 = 250$ $d_3^* = 150$		
IM_2	-	$l = 4000$	 Сечение колонны	Расчетные случаи: $dx' = \pm 25, dy' = 0$; $dx' = 0, dy' = \pm 25$; $dx' = 25, dy' = 25$; $dx' = -25, dy' = -25$; 1 – возможное положение стержня; 2 – положение поперечной арматуры
IM_3	$l_1 = 1000$	$d_1 = 500$	 Фрагмент каркаса	Расчетные случаи: $dx' = 25, dy' = 0$; $dx' = 0, dy' = 25$; $dx' = -25, dy' = 25$;
	$l_2 = 2000$	$d_2 = 500$		$dx' = 25, dy' = 0$; $dx' = 0, dy' = 25$; $dx' = -25, dy' = 25$;
	$l_3 = 500$	$d_3 = 500$		$dx' = 25, dy' = 0$; $dx' = 0, dy' = 25$; $dx' = -25, dy' = 25$;

Учет динамического догружения во времени. Расчет выполняем в динамической постановке по неявной схеме с использованием прямого метода интегрирования уравнений движения. Считаем, что динамическое вертикальное догружение колонны возникает в

результате локального повреждения соседней колонны в рамной системе. Исследования динамики рамных конструкций показывают, что величина догружения зависит от многих факторов, топологии, геометрии и параметров как элементов рамы, ее узловых соединений, так и интенсивности нагрузки.

В настоящем исследовании колонна не имеет привязки к конкретной раме, однако, основываясь на работе [24], для некоторой рамы, с пролетом рамы 6 м, высотой этажа 3 м и сечениями ригелей 40x20 см для продольной силы принимаем коэффициент динамичности $k_d=1,15$, а коэффициент догружения, не принимая во внимание динамический эффект, $\theta = 91,92/60,06=1,53$. Полагаем, что в случае аварийного устранения опоры на колонну после передачи продольной силы начинает воздействовать изгибающий момент. Величина этого момента, как видно по эпюре М (рисунок 2 б) составляет 76,6 кНм. Коэффициент динамичности по моментам в силу монолитности системы условно примем таким же. Таким образом, в расчет вводим пиковые амплитудные значения нагрузок:

$$N_{ult} \geq N_d = 1,53 N_{st}, M_d = k_d (M_{p,n-1}^{st} / N_{p,n-1}^{st}) N_{st} = 1,15 \cdot (7,66 / 91,92) = 0,09583 N_{st}.$$

Здесь N_{st} – фактическая нагрузка на колонну в период эксплуатации. Предельная нагрузка на колонну по формуле 8.17 СП 63.13330, $N_{ult} = \varphi \times (R_b \times A + R_{sc} \times A_{s,tot})$.

После подстановки назначенных характеристик для классов бетона и арматуры получим $N_{ult} = 2750$ кН. С учетом обеспечения живучести предварительно определяем действующие на колонну нагрузки:

$$P_d = N_d \leq N_{ult} / \theta = 2750 / 1,53 = 1797 \text{ кН},$$

с учетом поправки на динамический эффект принимаем $P = 1797 / 1,15 = 1563$ кН.

Вычисляем $M_d = 0,09583 \cdot 1563 \approx 149,8$ кНм, $M_{st} = 130,2$ кНм.

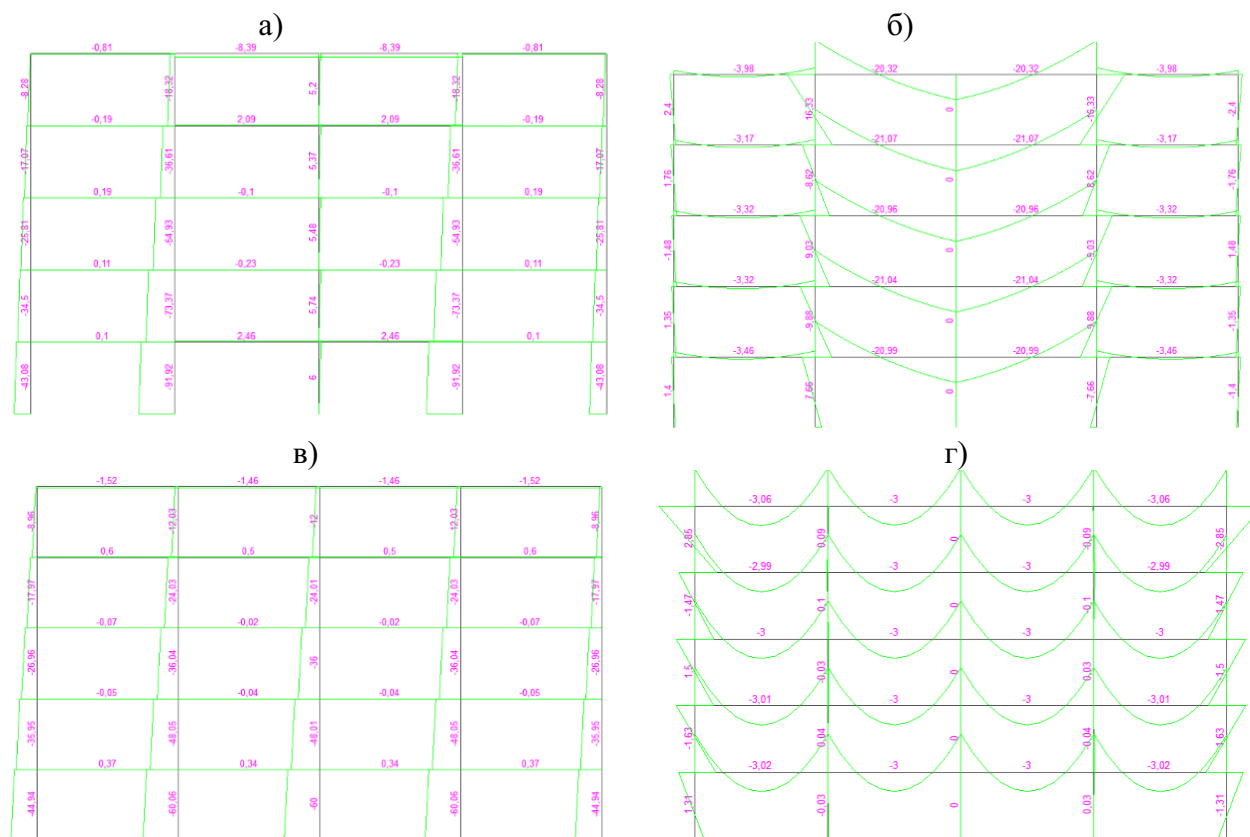


Рисунок 2 – Эпюры продольных сил и моментов от статической нагрузки: состояние с выключенной опорой (n-1) для усилия N (a) и M (б), состояние нормальной эксплуатации (n) для усилия N (v) и M (г)

Результаты

1. Расчет конструкции при аварийном динамическом догрузении без учета начальных несовершенств.

Для обеспечения возможности расчета в объемной постановке сосредоточенный момент заменяем следящей парой сил, приложенной к стержням продольной арматуры на противоположных сторонах. Величина такой силы, приходящейся на 1 стержень составит

$$P_s = 130,2 / 0,3 \cdot 0,5 = 201,37 \text{ кН.}$$

Для моделирования динамического догружения используются графики изменения нагрузки во времени. Предполагалось, что динамическое догружение происходит в течение 0,4 с одновременно для силы и для момента, при этом догружение по моменту запаздывает на 0,1 с.

Расчет с заданными значениями нагрузки показал, что произошло разрушение колонны по материалам. Это можно объяснить тем, что вычисленная начальная нагрузка N_{ult} не учитывала наличия значительных изгибающих моментов. Для поиска предельного значения нагрузки будем уменьшать значение силы и момента с шагом 50 кН. Расчеты показали что для значения эксплуатационной нагрузки колонны $P = 1450 \text{ кН}$, $M_{st} = 120,82 \text{ кНм}$, $P_s = 194 \text{ кН}$ прочность колонны при динамическом догружении обеспечена.

Напряженно-деформированное состояние колонны характеризуется схемами на рисунке 3. При динамическом догружении колонны вертикальной продольной силой и изгибающим моментом в бетоне возникают напряжения сжатия, равные расчетному сопротивлению, а напряжения в продольной и поперечной арматуре становятся равными пределу текучести. Такое состояние можно отнести к состоянию предразрушения и считать данный уровень нагруженности неизменным для дальнейшего исследования влияния несовершенств на несущую способность конструкции.

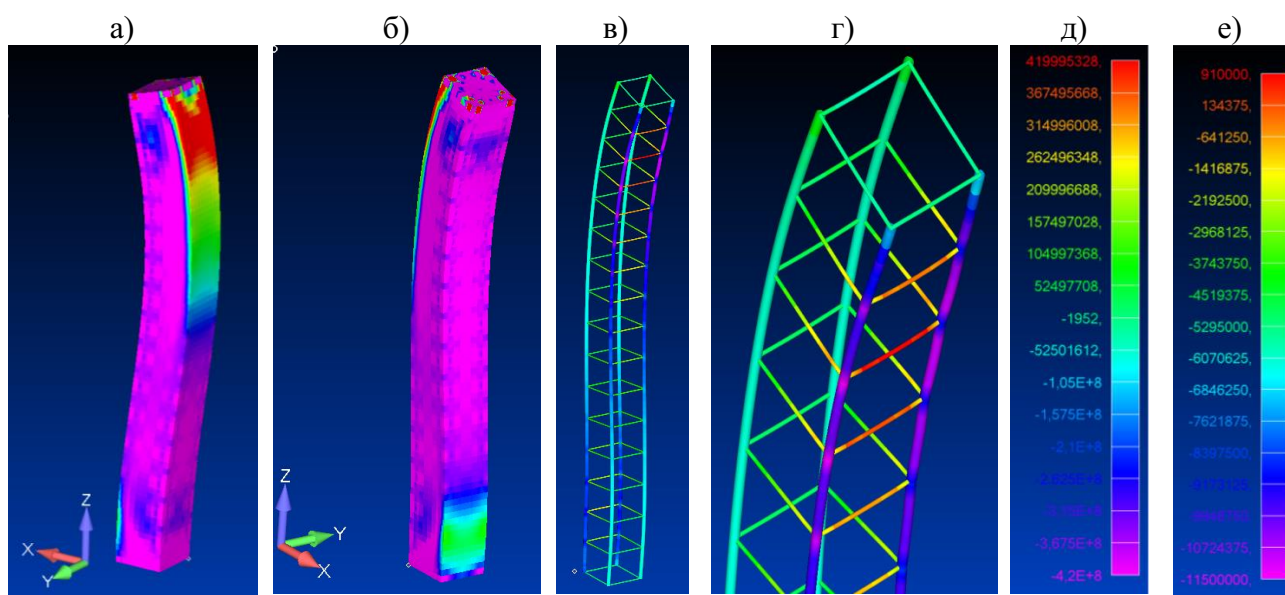


Рисунок 3 – Результаты расчета на динамическое догружение в момент времени 3,0 с: распределение нормальных напряжений σ_z в бетоне (а), (б), эквивалентных напряжений в арматурном каркасе (в); фрагмент этого каркаса (г), шкалы напряжений (Π_a) для арматуры (д) и для бетона (е)

На рисунке 3 видно, что роль поперечной арматуры при запроектных динамических нагружениях существенно возрастает. Из этого следует, что особое внимание необходимо уделять способам соединения стержней продольной и поперечной арматуры. Анализ результатов расчетов показывает, что в случае рассмотрения запроектных воздействий

поперечную арматуру можно подбирать по расчету как из условия восприятия дополнительной поперечной силы, возникающей в результате догружения изгибающим моментом, так и растягивающих усилий, которые возникают из-за дилатации ограниченного этой арматурой объема бетона. Наибольший эффект может давать армирование хомутами или стержнями, образующими замкнутый контур.

2. Расчет при аварийном динамическом догружении и наличии начальных несовершенств. Для оценки влияния начальных несовершенств на несущую способность конструкции будем выполнять расчеты с различным уровнем нагружения, начиная от $P = 1450$ кН, $M_{st} = 120,82$ кНм, $P_s = 194$ кН с шагом 50 кН по продольной силе и с соответствующим изменением момента. В этих расчетах учитываем наличие начальных несовершенств.

Несовершенства именуются в соответствии с таблицей 1, некоторые основные данные по состоянию конструкции представляем в таблице 2. Здесь полное догружение системы достигается в момент времени $t = 1,5$ с.

Результаты расчетов показали, что при начальном нагружении и некоторых несовершенствах наблюдалось разрушение конструкции. В связи с этим представляется целесообразным определить при какой нагрузке наличие несовершенств не оказывает существенного влияния на несущую способность. Установлено, что такой уровень нагрузки не существенно отличается от предельного и составляет $P = 1400$ кН, $M_{st} = 116,66$ кНм. Графики временных функций для вертикальной силы P показаны на рисунке 4 а, а для пары сил $P_s = 202,8$ кН – на рисунке 4 б.

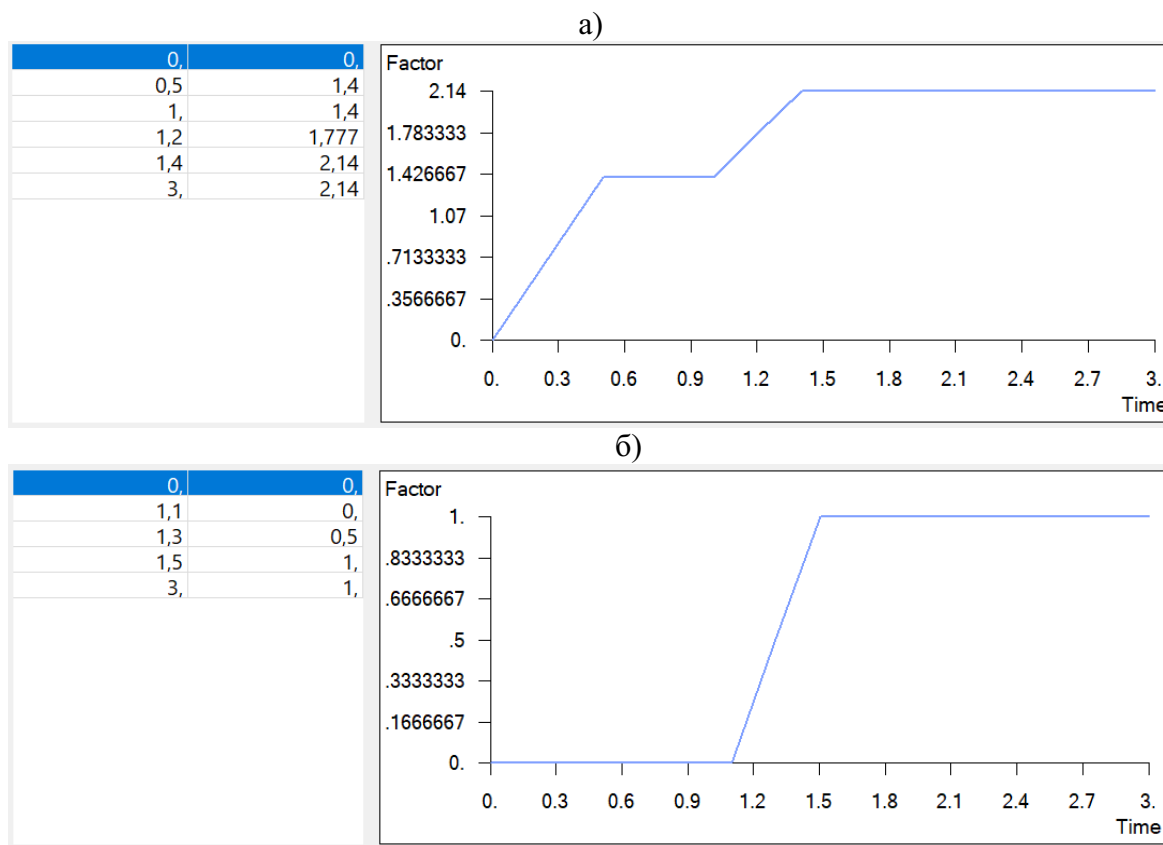


Рисунок 4 – Временные функции для силы $P = 10^6$ Н (а) и для следящей пары $P_s = 202,8$ кН, моделирующей действие изгибающего момента (б)

Таблица 2 – Результаты расчета колонны с учетом начальных несовершенств

Расчет с несовершенством	Уровень нагружения, используемый для динамического расчета	
	$P = 1450 \text{ кН } (0,92 N_{ult})$ $M_{st} = 120,82 \text{ кНм}$	$P = 1400 \text{ кН } (0,895 N_{ult})$ $M_{st} = 116,66 \text{ кНм}$
1	2	3
IM_1 (расположение l_1)	Разрушение с образованием геометрически изменяемой системы (механизма), далее разрушение $t = 1,512 \text{ с.}$	Несущая способность обеспечена $\sigma_b = R_b, \sigma_s = R_s$
IM_1 (расположение l_2)	Разрушение $t = 1,524 \text{ с.}$	То же
IM_1 (расположение l_3)	Разрушение $t = 1,580 \text{ с.}$	-//-
IM_2 (смещение к грани параллельно плоскости действия момента) $dx' = -25, dy' = 0;$	Разрушение $t = 1,570 \text{ с.}$	-//-
IM_2 (смещение от грани параллельно плоскости действия момента) $dx' = 25, dy' = 0;$	Несущая способность обеспечена $\sigma_b = R_b, \sigma_s = R_s$	-//-
IM_2 (смещение внутрь) $dx' = 25, dy' = -25;$	Несущая способность обеспечена $\sigma_b = R_b, \sigma_s = R_s$	Несущая способность обеспечена $\sigma_b = R_b, \sigma_s = R_s$
IM_2 (смещение к граням) $dx' = -25, dy' = 25;$	Разрушение $t = 1,570 \text{ с.}$	То же
IM_3 (расположение l_1) $dx' = 25, dy' = 0;$	Разрушение $t = 1,542 \text{ с.}$	Несущая способность обеспечена $\sigma_b = R_b, \sigma_s = R_s$
IM_3 (расположение l_2) $dx' = 25, dy' = 0;$	Несущая способность обеспечена $\sigma_b = R_b, \sigma_s = R_s$	То же
IM_3 (расположение l_3) $dx' = 25, dy' = 0;$	Разрушение $t = 1,521 \text{ с.}$	-//-
IM_3 (расположение l_1) $dx' = 0, dy' = 25;$	Несущая способность обеспечена $\sigma_b = R_b, \sigma_s = R_s$	-//-
IM_3 (расположение l_2) $dx' = 0, dy' = 25;$	То же	-//-
IM_3 (расположение l_3) $dx' = 0, dy' = 25;$	Разрушение $t = 1,542 \text{ с.}$	-//-
IM_3 (расположение l_1) $dx' = -25, dy' = 25;$	Разрушение $t = 1,524 \text{ с.}$	-//-
IM_3 (расположение l_2) $dx' = -25, dy' = 25;$	Разрушение $t = 1,544 \text{ с.}$	-//-
IM_3 (расположение l_3) $dx' = -25, dy' = 25;$	Несущая способность обеспечена $\sigma_b = R_b, \sigma_s = R_s$	-//-

Дискуссия

Анализ таблицы показывает, что наличие начальных несовершенств не оказывает существенного влияния на несущую способность рассматриваемой конструкции при запасе прочности в 10% с учетом обеспечения ее живучести. При меньших запасах прочности при аварийном нагружении наличие несовершенств может привести к прогрессирующему разрушению в рамной системе из-за отказа догружаемой колонны. Очевидно, что рассматриваемые расположения начальных несовершенств, их геометрия и топология могут быть выбраны в различных сочетаниях и эффект от влияния их на несущую способность может уточняться. Решить такую задачу можно на основе алгоритмов оптимизации переборного типа, например, [25], где в качестве варьируемых параметров будут использоваться множества геометрических параметров начальных несовершенств, а в качестве цели оптимизации – максимум нагрузки при которой несущая способность колонны будет обеспечена с учетом аварийных динамических догрузок вертикальной нагрузкой и изгибающим моментом. Этот аспект будет уточняться в следующих работах, однако можно полагать, что в данном частном случае при уровне эксплуатационной нагрузки $P = 0,895N_{ult} / (k_d\theta) \approx 0,5N_{ult}$ колонна рассматриваемой рамы будет отвечать условию обеспечения живучести конструктивной системы при удалении соседней колонны как при наличии начальных несовершенств, так и без них.

Выводы

Разработан подход к численному моделированию в объемной постановке сжато изогнутых колонн при аварийном динамическом догружении вертикальной нагрузкой и изгибающим моментом. Установлена степень влияния начальных несовершенств различных типов на несущую способность при особом воздействии. Предложенный подход может использоваться при проектировании колонн зданий повышенного уровня ответственности путем регулирования уровня нагрузки при нормальной эксплуатации с учетом обеспечения живучести зданий и сооружений при наличии начальных или появившихся в процессе эксплуатации несовершенств. В частности, для рассматриваемого примера колонны в раме при аварийном образовании пролета в 12 м установлено, что уровень безопасной (при реализации особого воздействия) нагруженности колонны до возникновения особого воздействия может составлять до $0,5N_{ult}$. Расчеты показали, что для сооружений повышенного уровня ответственности целесообразно при проектировании предусматривать дополнительный запас прочности догружаемых колонн в рамных конструкциях с целью возможности учета начальных несовершенств, в пределах 10%.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Белостоцкий А.М., Дмитриев Д.С., Петряшев С.О., Нагибович Т.Е. Расчетная оценка влияния геометрических отклонений от проекта на параметры механической безопасности многоярусных промышленных металлоконструкций (этажерок) в рамках научно-технического сопровождения строительства // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2021. Т. 17. № 1. С. 19-29.
2. Игошин В.Л., Лебедев В.В. Учет начальных несовершенств крена зданий на стадии проектирования // Жилищное строительство. 2010. № 1. С. 2-6.
3. Митасов В.М., Себешев В.Г., Асташенков Г.Г., Логунова М.А. К вопросу учета и уменьшения влияния начальных геометрических несовершенств при возведении многоэтажных каркасных зданий // Известия высших учебных заведений. Строительство. 2012. № 2 (638). С. 91-97.
4. Мондрус В.Л., Смирнов В.А. Закритическое деформирование сжатой стойки со случайными несовершенствами // Научное обозрение. 2015. № 4. С. 113-118.
5. Savin S.Yu, Kolchunov V.I. Dynamic behavior of reinforced concrete column under accidental impact // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2021. Т. 17(3). С. 120–131.
6. Тамразян А.Г. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов при динамическом нагружении в условиях огневых воздействий // Промышленное и гражданское строительство. 2015. № 3. С. 29-35.

7. Tamrazyan A., Alekseytsev A. Evolutionary optimization of reinforced concrete beams, taking into account design reliability, safety and risks during the emergency loss of supports. E3S Web of Conferences. 22nd International Scientific Conference on Construction the Formation of Living Environment, FORM 2019. C. 04005.
8. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability // Magazine of Civil Engineering. 2018. № 4 (80). C. 73-80.
9. Гичко В.В. Расчет устойчивости гибких железобетонных стоек деформационным методом // Современное промышленное и гражданское строительство. 2014. Т. 10. № 2. С. 103-112.
10. Савин С.Ю. Устойчивость внецентренно сжатых железобетонных элементов при особых воздействиях с учетом деформаций сдвига // Вестник МГСУ. 2021. Т. 16. № 1. С. 49-58.
11. Alekseytsev A.V. Mechanical safety of reinforced concrete frames under complex emergency actions // Magazine of Civil Engineering. 2021. No. 3(103). P. 10306.
12. Nazmeeva T.V., Vatin N.I. Numerical investigations of notched c-profile compressed members with initial imperfections // Magazine of Civil Engineering. 2016. № 2 (62). C. 92-101.
13. Hajdú G, Rubert A. Eigenshape based imperfection method for beam-columns with mono-symmetric I-section. Eigenformbasierte Imperfektionsmethode für Tragwerke mit monosymmetrischen I-Profilen. Stahlbau. 2021. No. 90(8). Pp. 600–13.
14. Garifullin M., Bronzova M.K., Heinisuo M., Mela K., Pajunen S. Cold-formed rhs t joints with initial geometrical imperfections // Magazine of Civil Engineering. 2018. № 4 (80). C. 81-94.
15. Корсун Н.Д., Простакишина Д.А. Анализ НС составного сечения из тонкостенных профилей с учетом начальных геометрических несовершенств // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. 2018. № 4 (39). С. 83-88.
16. Mageirou G.E., Lemonis M.E. Influence of imperfections on the progressive collapse of steel moment resisting frames // Journal of Constructional Steel Research. 2021. Т. 183.
17. Мануйлов Г.А., Косицын С.Б., Грудцына И.Е. Численный анализ критического равновесия гибкой подкрепленной пластины с учетом влияния начальных геометрических несовершенств. Строительная механика и расчет сооружений. 2020. № 1 (288). С. 30-36.
18. Иноземцев В.К., Нащинцев Е.А. Общая бифуркационная устойчивость и деформации крена высотных объектов. Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. 2015. № 6. С. 32-36.
19. Rzeszut K. Post-Buckling Behaviour of Steel Structures with Different Types of Imperfections // Applied Sciences. 2022. Т. 12(18).
20. Wu K., Xing Z. Stability of imperfect prestressed stayed beam-columns under combined axial load and bending // Engineering Structures. 2021. Т. 245.
21. Литвинов С.В., Клименко Е.С., Кулинич И.И., Языева С.Б. Расчет на устойчивость полимерных стержней с учетом деформаций ползучести и начальных несовершенств. Инженерный вестник Дона. 2011. № 2(16). С. 75-79.
22. Radwan M, Kövesdi B. Equivalent Geometric Imperfections for Local Buckling of Slender Box-section Columns. Periodica Polytechnica Civil Engineering. 2021. Т. 65(4). С. 1279–1287.
23. Алексейцев А.В., Антонов М.Д. Динамика безбалочных железобетонных каркасов сооружений при повреждениях плит продавливанием. Строительство и реконструкция. 2021. № 4(96). С. 23-34.
24. Колчунов В.И., Федорова Н.В., Савин С.Ю. Динамические эффекты в статически неопределимых физически и конструктивно нелинейных системах // Промышленное и гражданское строительство. 2022. № 9. С. 42-51. doi:10.33622/0869-7019.
25. Алексейцев А.В. Поиск рациональных параметров строительных конструкций на основе многокритериальной эволюционной оптимизации. Промышленное и гражданское строительство. 2019. № 7. С. 18-22.

REFERENCES

1. Belostotskiy A.M., Dmitriyev D.S., Petryashev S.O., Nagibovich T.Ye. Raschetnaya otsenka vliyaniya geo-metricheskikh otkloneniy ot proyekta na parametry mekhanicheskoy bezopasnosti mnogoyarusnykh promyshlennykh metallokonstruktsiy (etazherok) v ramkakh nauchno-tekhnicheskogo soprovozhdeniya stroitel'stva. Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruktsiy i sooruzheniy. 2021. Т. 17. No. 1. Pp. 19-29.
2. Igoshin V.L., Lebedev V.V. Uchet nachal'nykh nesovershenstv krena zdaniy na stadii proyektirovaniya // Zhilishchnoye stroitel'stvo. 2010. No. 1. Pp. 2-6.
3. Mitasov V.M., Sebeshev V.G., Astashenkov G.G., Logunova M.A. K voprosu ucheta i umen'sheniya vliya-niya nachal'nykh geometricheskikh nesovershenstv pri vozvedenii mnogoetazhnykh karkasnykh zdaniy // № 6 (104) 2022

Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Stroitel'stvo. 2012. No. 2 (638). Pp. 91-97.

4. Mondrus V.L., Smirnov V.A. Zakriticheskoye deformirovaniye szhatoy stoyki so sluchaynymi neso-vershenstvami // Nauchnoye obozreniye. 2015. No. 4. Pp. 113-118.
5. Savin S.Yu, Kolchunov V.I. Dynamic behavior of reinforced concrete column under accidental impact // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2021. T. 17(3). Pp.120–131.
6. Tamrazyan A.G. Raschet vnetsentrenno szhatykh zhelezobetonnykh elementov pri dinamicheskom nagruzhe-nii v usloviyakh ognevykh vozdeystviy. Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2015. No. 3. Pp. 29-35.
7. Tamrazyan A., Alekseytsev A. Evolutionary optimization of reinforced concrete beams, taking into account design reliability, safety and risks during the emergency loss of supports. E3S Web of Conferences. 22nd International Scientific Conference on Construction the Formation of Living Environment, FORM 2019. Pp. 04005.
8. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability. Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 4 (80). Pp. 73-80.
9. Gichko V.V. Raschet ustoychivosti gibkikh zhelezobetonnykh stoyek deformatsionnym metodom // Sovremennoye promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2014. T. 10. No. 2. Pp. 103-112.
10. Savin S.YU. Ustoychivost' vnetsentrenno szhatykh zhelezobetonnykh elementov pri oso-bykh vozdeystviyakh s ucheto-m deformatsiy sdviga // Vestnik MGSU. 2021. T. 16. No. 1. Pp. 49-58.
11. Alekseytsev A.V. Mechanical safety of reinforced concrete frames under complex emergency actions // Magazine of Civil Engineering. 2021. No. 3(103). P. 10306.
12. Nazmeeva T.V., Vatin N.I. Numerical investigations of notched c-profile compressed members with initial imperfections // Magazine of Civil Engineering. 2016. No. 2 (62). Pp. 92-101.
13. Hajdú G., Rubert A. Eigenshape based imperfection method for beam-columns with mono-symmetric I-sections. Eigenformbasierte Imperfektionsmethode für Tragwerke mit monosymmetrischen I-Profilen. Stahlbau. 2021. No. 90(8). Pp. 600–613.
14. Garifullin M., Bronzova M.K., Heinisuo M., Mela K., Pajunen S. Cold-formed rhs t joints with initial geo-metrical imperfections // Magazine of Civil Engineering. 2018. No. 4 (80). Pp. 81-94.
15. Korsun N.D., Prostakishina D.A. Analiz NS sostavnogo secheniya iz tonkostennykh profiley s uche-tom nachal'nykh geometricheskikh nesovershenstv. Akademicheskii vestnik UralNIIProyekt RAASN. 2018. No. 4 (39). Pp. 83-88.
16. Mageirou G.E., Lemonis M.E. Influence of imperfections on the progressive collapse of steel moment resisting frames // Journal of Constructional Steel Research. 2021. T. 183.
17. Manuylov G.A., Kositsyn S.B., Grudtsyna I.Ye. Chislennyy analiz kriticheskogo ravnovesiya gibkoy podkreplennoy plastiny s ucheto-m vliyaniya nachal'nykh geometricheskikh nesovershenstv. Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. 2020. No. 1 (288). Pp. 30-36.
18. Inozemtsev V.K., Nashchintsev Ye.A. Obshchaya bifurkatsionnaya ustoychivost' i deformatsii krena vysot-nykh ob"yektov. Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruksiy i sooruzheniy. 2015. No. 6. Pp. 32-36.
19. Rzeszut K. Post-Buckling Behaviour of Steel Structures with Different Types of Imperfections // Applied Sciences. 2022. T. 12(18).
20. Wu K, Xing Z. Stability of imperfect prestressed stayed beam-columns under combined axial load and bending // Engineering Structures. 2021. T. 245.
21. Litvinov S.V., Klimenko Ye.S., Kulinich I.I., Yazyyeva S.B. Raschet na ustoychivost' polimernykh sterzhney s ucheto-m deformatsiy polzuchesti i nachal'nykh nesovershenstv. Inzhenernyy vestnik Dona. 2011. No. 2(16). Pp. 75-79.
22. Radwan M, Kövesdi B. Equivalent Geometric Imperfections for Local Buckling of Slender Box-section Columns. Periodica Polytechnica Civil Engineering. 2021. T. 65(4). Pp. 1279–1287.
23. Alekseytsev A.V., Antonov M.D. Dinamika bezbalochnykh zhelezobetonnykh karkasov sooruzheniy pri povrezhdeniyakh plit prodavlivaniyem // Stroitel'stvo i rekonstruktsiya. 2021. No. 4 (96). Pp. 23-34.
24. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.YU. Dinamicheskiye efekty v staticheski neopredelimykh fizicheski i konstruktivno nelineynykh sistemakh // Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2022. No. 9. Pp. 42-51. doi:10.33622/0869-7019.
25. Alekseytsev A.V. Poisk ratsional'nykh parametrov stroitel'nykh konstruksiy na osnove mnogokri-terial'noy evolyutsionnoy optimizatsii. Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo. 2019. No. 7. Pp. 18-22.

Информация об авторах:

Алексейцев Анатолий Викторович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия,
доктор технических наук, доцент, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции».
E-mail: aalexw@mail.ru

Курченко Наталья Сергеевна

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия,
кандидат технических наук, доцент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции».
E-mail: ms.kurchenko@mgsu.ru

Антонов Михаил Дмитриевич

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия,
аспирант кафедры «Железобетонные и каменные конструкции».
E-mail: mishany96969@mail.ru

Морозова Дарья Владимировна

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
г. Москва, Россия,
студент, специальность 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».
E-mail: moroz_dk@mail.ru

Information about authors:

Alekseytsev Anatoliy V.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
doctor of engineering, associate professor of department «Concrete and reinforced concrete structures».
E-mail: aalexw@mail.ru

Kurchenko Natalia S.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
Ph.D of Engineering, associate professor of department «Concrete and reinforced concrete structures».
E-mail: ms.kurchenko@mgsu.ru

Antonov Mikhael D.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
post-graduate student of department «Reinforced concrete and stone structures».
E-mail: mishany96969@mail.ru

Morozova Daria V.

Moscow State University of Civil Engineering, Moscow, Russia,
student, specialty 08.05.01 «Construction of unique buildings and structures».
E-mail: s.sazonovaa17@mail.ru