

Academia. Архитектура и строительство, № 4, стр. 127–137.

Academia. Architecture and Construction, no. 4, pp. 127–137.

Исследования и теория

Научная статья

УДК 624.075

DOI: 10.22337/2077-9038-2023-4-127-137

Устойчивость железобетонных каркасов зданий в запредельных состояниях

Савин Сергей Юрьевич (Москва). Кандидат технических наук, доцент. Кафедра железобетонных и каменных конструкций Национального исследовательского Московского государственного строительного университета (Россия, 129337, Москва, Ярославское шоссе, 26. НИУ МГСУ). Эл. почта: savinsyu@mgsu.ru

Фёдорова Наталия Витальевна (Москва). Советник РААСН, доктор технических наук, профессор. Филиал Национального исследовательского Московского государственного строительного университета в г. Мытищи Московской области (Россия, 129337, Москва, Ярославское шоссе, 26. НИУ МГСУ). Эл. почта: fedorovanv@mgsu.ru

Колчунов Виталий Иванович (Москва). Доктор технических наук, профессор, академик РААСН. Кафедра железобетонных и каменных конструкций Национального исследовательского Московского государственного строительного университета (Россия, 129337, Москва, Ярославское шоссе, 26. НИУ МГСУ). Эл. почта: asiorel@mail.ru

Аннотация: Предложена методика расчёта устойчивости конструктивно и физически нелинейных систем железобетонных каркасов многоэтажных зданий в запредельных состояниях при структурных перестройках, вызванных особыми воздействиями. Определение напряжённо-деформированного состояния в рассматриваемой конструктивной системе выполнено по деформированной схеме с учётом влияния продольного изгиба, физической нелинейности и изменения напряжённо-деформированного состояния элементов вследствие структурной перестройки. При этом динамические догружения в элементах конструкций определены квазистатическим методом. Матрица жёсткости конструктивной системы с упругоподатливыми закреплениями узлов сопряжения стержневых железобетонных элементов получены с использованием метода начальных параметров. Двумерная задача расчёта напряжённо-деформированного состояния элемента узла «ригель–колонна» железобетонной рамы решена методом сеток. В качестве критерия потери устойчивости внецентренно сжатых элементов железобетонного каркаса многоэтажного здания принят энергетический критерий, записанный через приращение потенциальной энергии деформации от внешнего воздействия.

Ключевые слова: железобетон, каркас здания, устойчивость, жесткость, методика расчета, численно аналитический метод, энергетический критерий

Для цитирования. Савин С.Ю., Фёдорова Н.В., Колчунов В.И. Устойчивость железобетонных каркасов зданий в запредельных состояниях // Academia. Архитектура и строительство. – 2023. – № 4. – С. 127–137. – DOI: 10.22337/2077-9038-2023-4-127-137.

Stability Analysis of Reinforced Concrete Building Frames under Ultimate States

Savin Sergei Y. (Moscow). Candidate of Sciences in Technology, Docent, Associate Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures of the National Research Moscow State University of Civil Engineering (Russia, 129337, Moscow, Yaroslavl'skoe shosse, 26. NRU MGSU). E-mail: savinsyu@mgsu.ru

Fedorova Natalia V. (Moscow). Advisor of RAACS, Doctor of Sciences in Technology, Professor. The Branch of the National Research Moscow State University of Civil Engineering in Mytishchi Moscow Region. National Research Moscow State University of Civil Engineering (Russia, 129337, Moscow, Yaroslavl'skoe shosse, 26. NRU MGSU). E-mail: fedorovanv@mgsu.ru

© Савин С.Ю., Фёдорова Н.В., Колчунов В.И., 2023.

Статья написана по материалам доклада на VIII Международном симпозиуме «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений». Россия, Тамбов, 17–21 мая 2023 года

Kolchunov Vitaly I. (Moscow). Full member of RAACS, Doctor of Sciences in Technology, Professor, Professor of the Department of Reinforced Concrete and Masonry Structures. National Research Moscow State University of Civil Engineering (Russia, 129337, Moscow, Yaroslavskoe shosse, 26. NRU MGSU). E-mail: asiorel@mail.ru

Abstract: The paper proposes the method for stability analysis of structurally and physically nonlinear systems of reinforced concrete multi-story building frames under ultimate states caused by accidental actions. The stress-strain state in the considered structural system is determined according to the deformed scheme considering the influence of buckling, physical nonlinearity and changes in the stress-strain state of elements due to structural changes. At the same time, the dynamic overloads of structural elements are determined by the quasi-static method. The stiffness matrix of the structural system with nonlinear elastically semi-rigid restraints of bar element interface nodes is obtained using the method of initial parameters. The finite difference method is applied to solve the two-dimensional problem of calculating the stress-strain state of the beam-column joint element of a reinforced concrete frame. The authors propose energy criterion written through the increment of potential strain energy from external influence as a criterion for stability failure of eccentrically compressed elements of reinforced concrete frame of a multi-story building.

Keywords: reinforced concrete, building frame, stability, stiffness, calculation method, semi-analytical method, energy criterion

For citation. Savin S.Y., Fedorova N.V., Kolchunov V.I. Stability Analysis of Reinforced Concrete Building Frames under Ultimate States. In: *Academia. Architecture and Construction*, 2023, no. 4, pp. 127–137, doi: 10.22337/2077-9038-2023-4-127-137.

Введение

Проблема живучести зданий и сооружений в условиях всё увеличивающихся воздействий природного, техногенного и террористического характера является одной из важнейших в обеспечении механической безопасности зданий и сооружений. Несмотря на достаточно интенсивное увеличение в России [1–11] и за рубежом [12–18] числа публикаций по научным задачам, связанным с решением этой проблемы, ряд направлений исследований в этой области остаются не рассмотренными. Одним из таких направлений является исследование живучести железобетонных конструктивных систем каркасов многоэтажных зданий вследствие потери устойчивости внецентренно сжатых элементов, вызванных структурной перестройкой конструктивной системы при особых воздействиях. В известных исследованиях по этому направлению [19–21] решены лишь отдельные теоретические задачи, часто только постановочного характера, без одновременного учёта проявления физической, конструктивной и геометрической нелинейности, детализации содержания расчётных моделей и тем более без реализации алгоритмов расчёта. Обзоры российских и зарубежных работ по рассматриваемой проблеме [22–26] показали, что подавляющее большинство исследований в этом направлении проведено с использованием численных методов и программных комплексов и, следовательно, полученным в них результатам присущи известные для этих методов недостатки, главные из которых – невозможность качественного анализа исследуемых параметров и отсутствие инженерной обобщимости получаемых решений. При этом точность результатов часто зависит от квалификации исследователя.

Ещё хуже обстоит дело с экспериментальными исследованиями железобетонных конструктивных систем каркасов многоэтажных зданий, когда определяющим критерием жи-

вучести становится потеря устойчивости элементов каркаса. В настоящее время, судя по известным публикациям, можно отметить лишь отдельные работы в этой области, выполненные на моделях конструкций железобетонных рам [19; 25].

Целью настоящего исследования являлось построение расчётной модели и разработка методики расчёта устойчивости железобетонных каркасов зданий при внезапных структурных перестройках, вызванных начальными локальными разрушениями, с учётом упругой податливости закрепленных концевых сечений стержневых элементов от поворота и нарушения сплошности бетонной матрицы при трещинообразовании. Методика построена на основе энергетических критериев с использованием квазистатического метода учёта динамических эффектов в комбинации с численно-аналитическим решением. Главное отличие предлагаемой методики от разработанных ранее состоит в использовании дискретно-континуальной модели при оценке живучести физически и конструктивно нелинейной конструктивной системы при её структурной перестройке, вызванной начальным локальным разрушением, а также в учёте влияния продольного изгиба.

Модель железобетонного каркаса здания при структурной перестройке

В качестве объекта исследования рассмотрены плоские железобетонные рамы железобетонных каркасов зданий, подверженные структурной перестройке вследствие начального повреждения или разрушения одного из несущих элементов. Для них была составлена расчётная схема с уровневой дискретизацией, включающая континуальные стержневые элементы с нелинейно упругими податливыми закреплениями по концам. Такие связи вводятся по длине стержневого несущего элемента (колонны или ригеля) для

учёта образования дискретных трещин. Сопряжение ригелей и колонн моделируется плосконапряжёнными узловыми элементами, для анализа напряжённо-деформированного состояния которых используется метод конечных разностей, интегрированный в общую методику расчёта. При этом предполагается, что в процессе структурной перестройки конструктивной системы возникают силы инерции, приводящие к динамическому догружению сохранившихся элементов системы. Используются составленные на энергетической основе критериальные неравенства и условия наступления особого предельного состояния конструктивных элементов и несущей системы в целом – потери её живучести. Под живучестью здесь будем понимать способность конструктивной системы здания в целом сохранять ограниченную работоспособность при возникновении в ней локальных отказов несущих элементов вследствие воздействий неуставленной природы.

Оценка динамических эффектов в конструкции выполняется квазистатическим методом [27]. Для этого в узле сопряжения над конструктивным элементом, утратившим ресурс силового сопротивления, прикладывается сосредоточенная сила, обратная по знаку по отношению к усилиям в этом элементе на стадии нормальной эксплуатации.

Определение напряжённо-деформированного состояния в конструктивной системе выполняется по деформированной схеме с учётом влияния продольного изгиба, физической нелинейности и изменения напряжённо-деформированного состояния элементов вследствие структурной перестройки системы. Предполагается, что до образования трещин узлы сопряжения стержневых элементов ведут себя как абсолютно жёсткие. В первом приближении на основе результатов исследований [28] для практических целей можно принять конечное значение жёсткости равное $C_i = 100EJ/l$. После образования трещин учитывается изменение податливости (жёсткости) в узлах элементов расчётной модели за счёт дополнительного поворота сечений в растянутых зонах по границам берегов трещин, как показано на рисунке 1 а.

Жёсткость C_i узла сопряжения стержневых элементов после образования трещины и до достижения предельного изгибающего момента может быть определена по формуле (1):

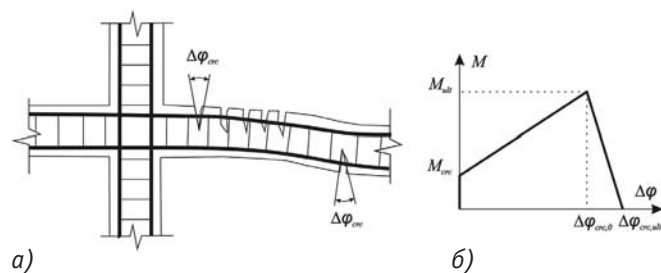


Рис. 1. Схема характерного фрагмента железобетонной рамы для построения расчетной модели (а) и диаграмма «Момент – дополнительный угол поворота» к определению жёсткости (податливости) узлового соединения (б)

$$C_i = 2 \frac{M_{ult} - M_{crc}}{\Delta\varphi_{crc,0}}. \quad (1)$$

Здесь M_{ult} – предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением изгибаемого или внецентренно сжатого элемента, определяемый по формуле (2):

$$M_{ult} = (N \cdot e_0 \cdot \eta)_{ult} = R_{bn} \cdot \left[b \cdot x_{calc} \cdot \left(h_0 - \frac{x_{calc}}{2} \right) + \left(R_{scn} \cdot A'_s - \frac{N}{2} \right) \cdot (h_0 - a') \right] \quad (2)$$

где N – продольная сила, действующая во внецентренно сжатом стержневом элементе; e_0 – эксцентриситет продольной силы; $\eta = (1 - N/N_{cr})$ – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба на несущую способность внецентренно сжатого элемента при условной критической силе N_{cr} , определяемой по СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения»; R_{bn} – нормативная сопротивленность бетона осевому сжатию; R_{scn} – нормативное сопротивленность стальной арматуры сжатию; b – ширина поперечного сечения; x_{calc} – высота сжатой зоны в предположении прямоугольной эпюры нормальных напряжений в предельном состоянии; h_0 – рабочая высота сечения; A'_s – площадь арматуры у наиболее сжатой грани сечения.

Момент трещинообразования в железобетонном элементе M_{crc} определяется по формуле (3):

$$M_{crc} = R_{btm} \cdot \gamma \cdot W_{red} \pm N \cdot e_x, \quad (3)$$

где R_{btm} – нормативная прочность бетона при осевом растяжении; γ – коэффициент, учитывающий пластические деформации, который для прямоугольного сечения принимается $\gamma = 1,3$; W_{red} – приведённый момент сопротивления сечения; $e_x = W_{red}/A_{red}$ – расстояние от точки приложения продольной силы до ядровой точки, наиболее удалённой от грани элемента, проверяемой на трещинообразование.

Приращение угла раскрытия трещины $\Delta\varphi_{crc,0}$ определяется по формуле (4):

$$\Delta\varphi_{crc,0} = \frac{a_{crc,0}}{h_{crc}}, \quad (4)$$

где ширина раскрытия трещины $a_{crc,0}$ и высота трещины h_{crc} при предельном значении изгибающего момента $M = M_{ult}$ определяются из выражений (5):

$$a_{crc,0} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{R_{sn}}{E_s} \cdot l_s; \quad h_{crc} = h_0 - \frac{x_{calc}}{\alpha} \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{bt,ult}}{\varepsilon_{bt,ult}} \right). \quad (5)$$

Здесь $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ – коэффициенты, учитывающие продолжительность действия нагрузки, профиль продольной арматуры и вид напряжённо-деформированного состояния элемента (внецентренное сжатие и изгиб или растяжение) соответственно; ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций арматуры в растянутом бетоне

на участке между трещинами; R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры растяжению, E_s – модуль упругости стальной арматуры; l_s – базовое расстояние между трещинами; $\varepsilon_{bt,ult}$, $\varepsilon_{b,ult}$ – предельные значения относительных деформаций бетона при одноосном растяжении и сжатии соответственно; α – коэффициент перехода от расчётной высоты сжатой зоны x_{calc} к фактической x_{fact} , определяемый по формуле (6):

$$\alpha = \frac{x_{calc}}{x_{fact}}. \quad (6)$$

На основании анализа напряжённо-деформированного состояния, схем приложения нагрузок нелинейно упруго-податливые закрепления от поворота могут быть заданы предварительно в промежуточных сечениях конструктивных элементов: ригелей и колонн. Шаг разбиения может быть предварительно принят равным четверти базового расстояния между трещинами, определяемого с учетом СП 63.13330.2018 по формуле (7):

$$10 \cdot d_s \leq l_s \leq 0,5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s \leq 40 \cdot d_s, \quad (7)$$

где A_{bt} , A_s – площади растянутой зоны бетона и растянутой продольной арматуры; d_s – диаметр арматурных стержней.

Схема диаграммы «момент – дополнительный угол поворота» для определения жёсткости концевой закрепления стержневых элементов приведена на рисунке 1 б.

В узлах сопряжения стержневых элементов с плоским элементом жёсткость определяется по формуле (8):

$$C_i = \frac{M_{ult} - M_{crc}}{\Delta \varphi_{crc,0}}. \quad (8)$$

При смене знака момента в процессе структурной перестройки конструктивной системы возможно закрытие (зажатие) некоторых трещин. При этом разгрузка происходит по секущей к диаграмме деформирования, приведённой на рисунке 1 б.

Анализ деформированного состояния конструктивной системы неординарным смешанным методом

Решение рассматриваемой задачи живучести железобетонной рамы при потере устойчивости её сжато-изогнутых элементов строится в форме неординарного смешанного метода [29] с учётом нелинейно упругоподатливых закреплений на концах стержневых элементов. Основная система метода перемещений представлена на рисунке 2 а. Задача решается итерационным способом. На первой итерации расчёта продольный изгиб не учитывается, выполняется определение усилий в недеформированной системе. Затем путём итерационного расчёта определяется деформированное состояние. В основной системе выделены характерные фрагменты: (1) – узел сопряжения ригелей с колоннами (рис. 2 б), в котором ригели и колонны моделируются стержневыми элементами, а узел сопряжения ригелей и колонн (2) – плоскостным

элементом; (3) – узел сопряжения стержневых элементов, принадлежащих одному конструктивному элементу, например, ригелю (рис. 2 в).

Основные разрешающие уравнения неординарного смешанного метода в матричной форме имеют вид:

$$\begin{aligned} A \cdot \vec{M} + B \cdot \vec{Z} + \vec{\Delta}_p &= 0; \\ C \cdot \vec{M} + R_p \cdot \vec{Z} + \vec{r}_p \cdot \lambda &= 0, \end{aligned} \quad (9)$$

где A, B, C – матрицы единичных перемещений и реакций смешанного метода; $\vec{\Delta}_p, \vec{R}_p$ – матрицы перемещений и реакций основной системы смешанного метода от действия постоянной и длительной нагрузки; $\vec{M}, \vec{Z}$ – векторы неизвестных усилий (изгибающих моментов) и линейных перемещений; λ – параметрическая нагрузка, моделирующая динамическое догружение несущей системы при внезапном отказе одного из несущих элементов и принимаемая при расчете по первичной расчетной схеме $\lambda = 0$; $\vec{r}_p$ – матрица реакций в наложенных связях от параметрической нагрузки. Ниже приведены выражения для матриц коэффициентов и неизвестных системы уравнений (9).

$$\begin{aligned} A &= \begin{bmatrix} \delta_{11} & \dots & \delta_{1k} \\ \dots & \dots & \dots \\ \delta_{k1} & \dots & \delta_{kk} \end{bmatrix}; B = \begin{bmatrix} \delta'_{1,k+1} & \dots & \delta'_{1n} \\ \dots & \dots & \dots \\ \delta'_{k,k+1} & \dots & \delta'_{kn} \end{bmatrix}; C = \begin{bmatrix} r'_{k+1,1} & \dots & r'_{k+1,k} \\ \dots & \dots & \dots \\ r'_{n1} & \dots & r'_{nk} \end{bmatrix}; \\ \vec{M} &= \begin{bmatrix} M_1 \\ \dots \\ M_k \end{bmatrix}; \vec{Z} = \begin{bmatrix} Z_{k+1} \\ \dots \\ Z_n \end{bmatrix}; \vec{\Delta}_p = \begin{bmatrix} \Delta_{1p} \\ \dots \\ \Delta_{kp} \end{bmatrix}; \vec{R}_p = \begin{bmatrix} R_{k+1,p} \\ \dots \\ R_{np} \end{bmatrix}; \vec{r}_p = \begin{bmatrix} r_{k+1,p} \\ \dots \\ r_{np} \end{bmatrix}. \end{aligned}$$

Причем для матриц B и C выполняется условие $C = -B^T$. С учётом этого получим разрешающее уравнение:

$$\begin{bmatrix} A & B \\ -B^T & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \vec{M} \\ \vec{Z} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \vec{\Delta}_p \\ \vec{R}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \vec{r}_p \end{bmatrix} \cdot \lambda = 0, \quad (10)$$

из решения которого определяем деформированное состояние системы в характерных узлах и действующие усилия:

$$\begin{bmatrix} \vec{M} \\ \vec{Z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -A & -B \\ B^T & 0 \end{bmatrix}^{-1} \cdot \left\{ \begin{bmatrix} \vec{\Delta}_p \\ \vec{R}_p \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \vec{r}_p \end{bmatrix} \cdot \lambda \right\}.$$

Определение компонент матрицы жёсткости стержневой системы с упругоподатливыми закреплениями концевых сечений от поворота рассматриваемого узла расчётной модели производится следующим способом. В общем случае усилия в элементах стержневой системы будут являться функциями от деформированного состояния её элементов. В связи с этим были получены выражения для определения компонент матриц $A, B, \vec{\Delta}_p, \vec{R}_p, \vec{r}_p$ стержневой системы с нелинейными упругоподатливыми закреплениями узлов сопряжения стержневых элементов между собой и с плоскостными элементами конструктивных узлов «ригель–колонна».

Деформированное состояние стержневого элемента при продольно-поперечном изгибе (рис. 3 а) принято в виде

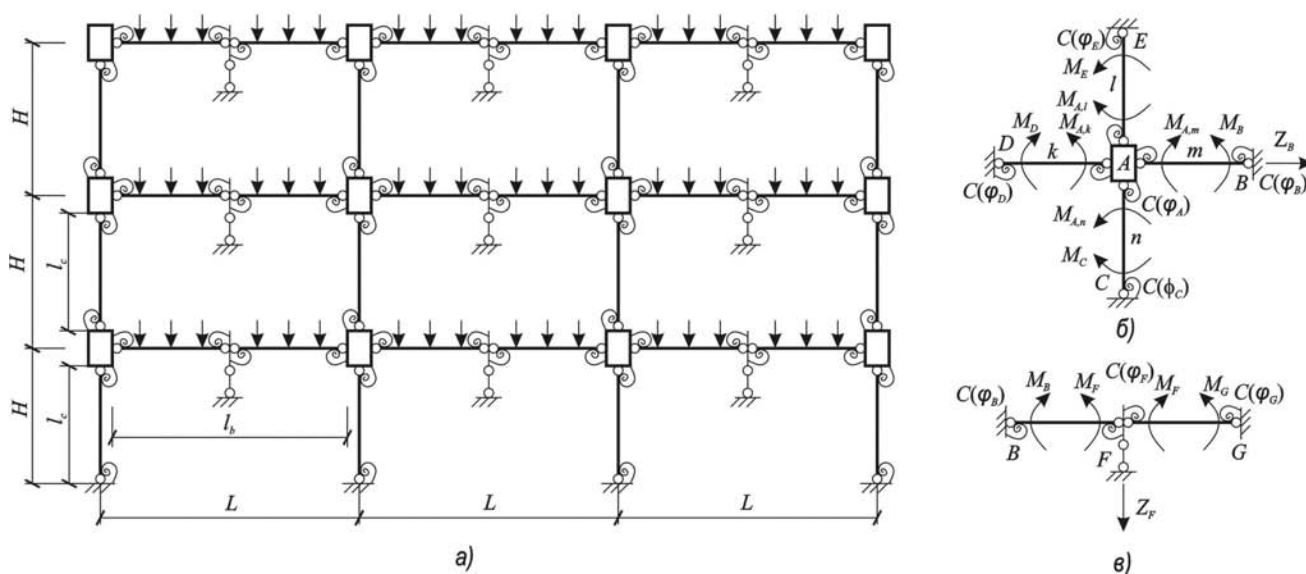


Рис. 2. Расчётная схема неординарного смешанного метода для расчёта устойчивости железобетонных каркасов зданий при структурных перестройках, вызванных особым воздействием: а) общий вид схемы; б) схема узла сопряжения колонн и ригелей; в) схема для произвольного нормального сечения по длине ригеля

комбинации деформированных состояний от продольного и поперечного изгиба с учётом взаимного влияния. При продольном изгибе [30] деформированное состояние стержня в общем случае описывается дифференциальным уравнением (11):

$$E \frac{d^2}{dx^2} \left(J(x) \frac{d^2 y}{dx^2} \right) + P \frac{d^2 y}{dx^2} = 0, \quad (11)$$

где y – прогиб стержневого элемента; E – модуль деформации бетона; $J(x)$ – момент инерции поперечного сечения с координатой x в локальной системе координат стержневого элемента; P – продольная сила, приложенная к концевому сечению стержневого элемента и отнесённая к его недеформированной оси.

Решение уравнения (11) по методу начальных параметров может быть представлено в форме (12):

$$\begin{cases} y = y_0 + \varphi_0 \cdot \frac{\sin kx}{k} - M_0 \cdot \frac{1 - \cos kx}{P} - \bar{Q}_0 \cdot \frac{k \cdot x - \sin kx}{k \cdot P}; \\ \varphi = \varphi_0 \cdot \cos kx - M_0 \cdot k \cdot \frac{\sin kx}{P} - \bar{Q}_0 \cdot \frac{1 - \cos kx}{P}; \\ M = \varphi_0 \cdot k \cdot E \cdot J \cdot \sin kx - M_0 \cdot \cos kx + \bar{Q}_0 \cdot \frac{\sin kx}{k}. \end{cases} \quad (12)$$

Здесь y_0 , φ_0 , M_0 , $\bar{Q}_0$ – прогиб, угол поворота, изгибающий момент и поперечная сила, отнесённая к недеформированной оси стержневого элемента, в концевом сечении с координатой $x = 0$. Поскольку концы стержня имеют нелинейное упругоподатливое закрепление, то для моментов в опорных сечениях с координатами $x = 0$ и $x = l$ справедливо:

$$M_0 = -C_{j0} \cdot \varphi_0; \quad M_l = -C_{jl} \cdot \varphi_l. \quad (13)$$

Усилия в стержневом элементе от поворота опорного сечения $\varphi_0 = 1$ (рис. 3 б) с учётом (12) и (13) найдём из системы уравнений:

$$\begin{cases} \sin \lambda - M_0 \cdot (1 - \cos kx) - \bar{Q}_0 \cdot \frac{\lambda - \sin \lambda}{k} = 0; \\ \cos \lambda + M_0 \cdot k \cdot \frac{\sin \lambda}{P} - \bar{Q}_0 \cdot \frac{1 - \cos \lambda}{P} = \varphi_l; \\ k \cdot E \cdot J \cdot \sin \lambda - M_0 \cdot \cos \lambda + \bar{Q}_0 \cdot \frac{\sin \lambda}{k} = -C_{jl} \cdot \varphi_l. \end{cases} \quad (14)$$

Откуда получим:

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{E^2 \cdot J^2}{C_{jl}} \cdot \left[(1 - k) \cdot \sin^2 \lambda + \left(\frac{C_{jl}}{E \cdot J} + \lambda \cdot k \right) \cdot \sin \lambda - \frac{C_{jl}}{E \cdot J} \cdot \cos \lambda \right] \cdot A_j; \\ \varphi_l &= -\frac{E \cdot J}{C_{jl}} \cdot \left[(1 - k) \cdot (\sin^3 \lambda + \cos^2 \lambda \cdot \sin \lambda - \sin 2\lambda) - k \cdot \sin \lambda + \right. \\ &\quad \left. + \lambda \cdot (\cos^2 \lambda + k \cdot \sin^2 \lambda) \right] \cdot A_j; \\ \bar{Q}_0 &= \bar{Q}_l = \frac{E^2 \cdot J^2}{C_{jl}} \cdot \left[k^2 \cdot \sin \lambda - \frac{(k^2 - k)}{2} \cdot \sin 2\lambda - \frac{C_{jl} \cdot k}{E \cdot J} (\cos \lambda - 1) \right] \cdot A_j; \\ A_j &= \left[2 - \left(2 + \frac{E \cdot J}{C_{jl}} \cdot \lambda \right) \cdot \cos \lambda + \left(\frac{E \cdot J}{C_{jl}} - \lambda \right) \cdot \sin \lambda \right]^{-1}. \end{aligned} \quad (15)$$

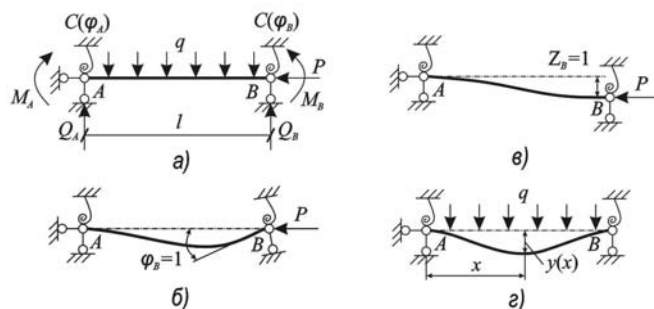


Рис. 3. Схемы для определения концевых усилий в стержневом элементе при продольно-поперечном изгибе: а) общая; б) при повороте податливой заделки; в) при смещении податливой заделки; г) при действии внешней нагрузки

С учётом (12) и упругоподатливого закрепления концевых сечений от поворота усилия в стержневом элементе от смещения опорного сечения $Z_0 = 1$ (рис. 3 в) найдём из системы уравнений:

$$\begin{cases} 1 + \varphi_0 \cdot \frac{\sin \lambda}{k} + C_{j0} \cdot \varphi_0 \cdot \frac{1 - \cos \lambda}{P} - \bar{Q}_0 \cdot \frac{\lambda - \sin \lambda}{k \cdot P} = 0; \\ \varphi_0 \cdot \cos \lambda + C_{j0} \cdot \varphi_0 \cdot k \cdot \frac{\sin \lambda}{P} - \bar{Q}_0 \cdot \frac{1 - \cos \lambda}{P} = \varphi_l; \\ \varphi_0 \cdot k \cdot E \cdot J \cdot \sin \lambda - C_{j0} \cdot \varphi_0 \cdot \cos \lambda + \bar{Q}_0 \cdot \frac{\sin \lambda}{k} = -C_{jl} \cdot \varphi_l. \end{cases} \quad (16)$$

Откуда получим:

$$\begin{aligned} \varphi_0 &= \frac{E^2 \cdot J^2}{C_{jl}} \cdot k \cdot \left(\sin \lambda - \frac{C_{jl}}{E \cdot J} \cdot (1 - \cos \lambda) \right) \cdot B_j; \\ \varphi_l &= -\frac{E \cdot J}{C_{jl}} \cdot k \cdot \left(k \cdot \sin \lambda + (1 - k) \cdot \frac{\sin 2\lambda}{2} + \frac{C_{j0}}{E \cdot J} \cdot (1 - \cos \lambda) \right) \cdot B_j; \\ \bar{Q}_0 &= \bar{Q}_l = \frac{E^2 \cdot J^2}{C_{jl}} \cdot k^2 \cdot \left[\left(E \cdot J \cdot k + \frac{C_{jl} \cdot C_{j0}}{E \cdot J} \right) \cdot \sin \lambda - (C_{j0} - C_{jl}) \cdot \cos \lambda \right] \cdot B_j; \\ B_j &= \left[2 \cdot (1 - \cos \lambda) - \left(\lambda + \frac{E \cdot J}{C_{jl}} - \frac{E \cdot J}{C_{j0}} \cdot k + \frac{E^2 \cdot J^2}{C_{jl} \cdot C_{j0}} \cdot k \cdot \lambda \right) \cdot \sin \lambda + \right. \\ &\quad \left. + \left(\frac{1}{C_{jl}} - \frac{1}{C_{j0}} \right) \cdot E \cdot J \cdot \lambda \cdot \cos \lambda + \frac{(1 - k)}{2} \cdot \frac{E \cdot J}{C_{j0}} \cdot \sin 2\lambda \right]^{-1}. \end{aligned} \quad (17)$$

Усилия от поперечного изгиба стержня равномерно распределенной нагрузкой (рис. 3, г) может быть определено методом сил:

$$\begin{cases} (\delta_{AA} \cdot C_A(\varphi_A) + 1) \cdot \varphi_A + \delta_{AB} \cdot C_B(\varphi_B) \cdot \varphi_B - \Delta_{Aq} = 0; \\ \delta_{BA} \cdot C_A(\varphi_A) \cdot \varphi_A + (\delta_{BB} \cdot C_B(\varphi_B) + 1) \cdot \varphi_B - \Delta_{Bq} = 0, \end{cases} \quad (18)$$

где

$$\begin{aligned} \delta_{AA} &= \int_0^l \frac{\left(1 - \frac{x}{l}\right)^2}{E \cdot J} dx; \quad \delta_{AB} = \delta_{BA} = \int_0^l \frac{\left(1 - \frac{x}{l}\right) \frac{x}{l}}{E \cdot J} dx; \\ \delta_{BB} &= \int_0^l \frac{\left(\frac{x}{l}\right)^2}{E \cdot J} dx; \quad \Delta_{Aq} = \frac{q}{2} \int_0^l \frac{\left(1 - \frac{x}{l}\right) \cdot (l \cdot x - x^2)}{E \cdot J} dx; \quad \Delta_{Bq} = \frac{q}{2} \int_0^l \frac{\left(\frac{x}{l}\right) \cdot (l \cdot x - x^2)}{E \cdot J} dx. \end{aligned}$$

Тогда

$$\begin{aligned} \varphi_A &= -\frac{q \cdot l^2}{12} \cdot \frac{C_B - 6 \cdot i}{12 \cdot i^2 + C_A \cdot C_B - 4 \cdot C_A \cdot i - 4 \cdot C_B \cdot i}; \\ \varphi_B &= -\frac{q \cdot l^2}{12} \cdot \frac{C_A - 6 \cdot i}{12 \cdot i^2 + C_A \cdot C_B - 4 \cdot C_A \cdot i - 4 \cdot C_B \cdot i}, \end{aligned}$$

где

$$i = \frac{E \cdot J}{l}.$$

Прогиб стержня для произвольного сечения в пролёте

$$\begin{aligned} y &= v \int_0^x \frac{\left[M_A \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B \cdot \frac{x}{l} + \bar{Q}_A \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} \right]}{E \cdot J} dx + \\ &+ u \int_{u-l}^l \frac{\left[M_A \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B \cdot \frac{x}{l} + \bar{Q}_A \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} \right]}{E \cdot J} dx. \end{aligned}$$

Анализ напряженно-деформированного состояния конструктивного узла «ригель–колонна»

В соответствии с принятой двумерной постановке задачи о расчёте напряженно-деформированного состояния элемента стыка ригеля и колонны железобетонной рамы, определяющие уравнения равновесия деформированного состояния такого конструктивного узла для бесконечно малого объёма ортотропного тела могут быть записаны в перемещениях в следующем виде:

$$\begin{aligned} \frac{E_x}{1 - \nu^2} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{E_y \cdot \nu_x}{1 - \nu^2} \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + G_{xy} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} \right) &= 0; \\ \frac{E_y}{1 - \nu^2} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{E_x \cdot \nu_y}{1 - \nu^2} \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} + G_{xy} \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} \right) &= 0, \end{aligned} \quad (19)$$

где u, v – перемещения узлов сетки вдоль ортогональных координатных осей OX и OY соответственно; E_x, E_y – приведённые модули деформаций материала вдоль ортогональных координатных осей OX и OY соответственно; $G_{xy} = 0,5 \sqrt{E_x \cdot E_y} \cdot (1 + \nu)^{-1}$ – приведённый модуль сдвига; $\nu_x = \nu \sqrt{E_x / E_y}$; $\nu_y = \nu \sqrt{E_y / E_x}$, ν – коэффициент Пуассона, принятый в первом приближении [31], как для бетона $\nu = 0,2$.

В уравнениях (20) мы пренебрегли компонентами объёмных сил от собственного веса материала, поскольку они не вносят существенного вклада в общее напряжённое состояние элемента на рассматриваемых в исследовании стадиях нагружения.

Для решения системы уравнений (20) разобьём область, ограничивающую рассматриваемый элемент стыка, сеткой с одинаковым шагом по горизонтали и по вертикали таким образом, чтобы центры тяжести арматурных стержней совпадали с линиями сетки (рис. 4, а).

Запишем входящие в уравнения (19) производные в конечных разностях:

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 u_i}{\partial x^2} &= \frac{u_{i-1} - 2 \cdot u_i + u_{i+1}}{\Delta^2}; \\ \frac{\partial^2 v_i}{\partial y^2} &= \frac{v_{i-n-1} - 2 \cdot v_i + v_{i+n+1}}{\Delta^2}; \\ \frac{\partial^2 u_i}{\partial y^2} &= \frac{u_{i-n-1} - 2 \cdot u_i + u_{i+n+1}}{\Delta^2}; \\ \frac{\partial^2 v_i}{\partial x^2} &= \frac{v_{i-1} - 2 \cdot v_i + v_{i+1}}{\Delta^2}; \\ \frac{\partial^2 u_i}{\partial x \partial y} &= \frac{u_{i-n} - u_{i-n-2} + u_{i+n+2} - u_{i+n}}{4 \cdot \Delta^2}; \\ \frac{\partial^2 v_i}{\partial x \partial y} &= \frac{v_{i-n-2} - v_{i-n} + v_{i-n} - v_{i+n+2}}{4 \cdot \Delta^2}. \end{aligned} \quad (20)$$

где Δ – шаг линий сетки (рис. 4 б).

Для смешанной производной дополнительно запишем выражение в односторонних разностях, которое позволит нам связать с граничными условиями уравнения равновесия (19) для угловых точек контура рассматриваемого элемента:

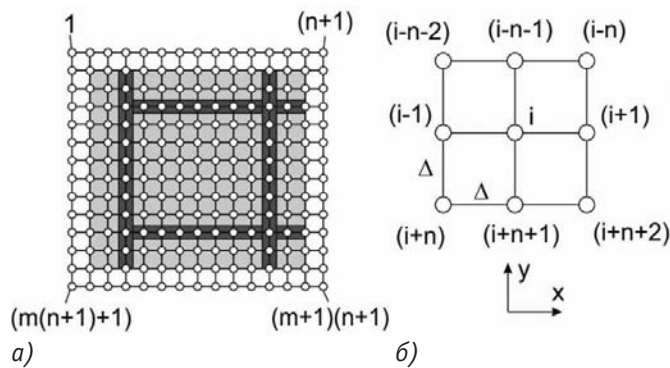


Рис. 4. Схема к расчёту элемента стыка по методу сеток: а) общий вид; б) принятое правило нумерации узлов сетки

$$\frac{\partial^2 u_i}{\partial x \partial y} = \frac{u_{i-n} - u_{i-n-1} + u_{i+n+2} - u_{i+n+1}}{\Delta^2} = \frac{u_{i-n-1} - u_{i-n-2} + u_{i+n+1} - u_{i+n}}{\Delta^2};$$

$$\frac{\partial^2 v_i}{\partial x \partial y} = \frac{v_{i-n-2} - v_{i-n-1} + v_{i-n} - v_{i+1}}{\Delta^2} = \frac{v_{i-1} - v_{i+n} + v_{i+1} - v_{i+n+2}}{\Delta^2}.$$
(21)

Тогда систему уравнений (19) с учётом (20) для i -ой точки рассматриваемого плосконапряжённого элемента (за исключением угловых точек) перепишем в виде:

$$\begin{aligned} & 4 \cdot (a_{i-1} \cdot u_{i-1} - 2 \cdot a_i \cdot u_i + a_{i+1} \cdot u_{i+1}) + \\ & + (b_{i-n-2} \cdot v_{i-n-2} - b_{i+n} \cdot v_{i+n} + b_{i-n} \cdot v_{i-n} - b_{i+n+2} \cdot v_{i+n+2}) + \\ & + (4 \cdot d_{i-n-1} \cdot u_{i-n-1} - 8 \cdot d_i \cdot u_i + 4 \cdot d_{i+n+1} \cdot u_{i+n+1} + \\ & + d_{i-n-2} \cdot v_{i-n-2} - d_{i+n} \cdot v_{i+n} + d_{i-n} \cdot v_{i-n} - d_{i+n+2} \cdot v_{i+n+2}) = 0; \\ & 4 \cdot (c_{i-n-1} \cdot v_{i-n-1} - 2 \cdot c_i \cdot v_i + c_{i+n+1} \cdot v_{i+n+1}) + \\ & + (b_{i-n} \cdot u_{i-n} - b_{i-n-2} \cdot u_{i-n-2} + b_{i+n+2} \cdot u_{i+n+2} - b_{i+n} \cdot u_{i+n}) + \\ & + (4 \cdot d_{i-1} \cdot v_{i-1} - 8 \cdot d_i \cdot v_i + 4 \cdot d_{i+1} \cdot v_{i+1} + \\ & + d_{i-n} \cdot u_{i-n} - d_{i-n-2} \cdot u_{i-n-2} + d_{i+n+2} \cdot u_{i+n+2} - d_{i+n} \cdot u_{i+n}) = 0, \end{aligned}$$
(22)

Для угловых точек контура вместо (20) в уравнения (19) следует подставить выражения (21). При выводе уравнений (22) были приняты следующие обозначения: a_i , b_i , c_i , d_i – коэффициенты приведения параметров деформативности материалов в узлах, пересекаемых арматурными стержнями, а также в произвольных узлах рассматриваемого элемента в деформированном состоянии, определяемые из соотношений:

$$\begin{aligned} a_i &= \frac{E_{x,i}}{1-\nu^2} = \frac{E_b + k \cdot E_s \cdot \frac{A_{sx}}{b_{col} \cdot \Delta}}{1-\nu^2}; \\ b_i &= \frac{E_{y,i} \cdot \nu_{x,i}}{1-\nu^2} = \frac{E_{x,i} \cdot \nu_{y,i}}{1-\nu^2} = \left(E_b + k \cdot E_s \cdot \frac{A_{sy}}{b_{col} \cdot \Delta} \right) \frac{\nu_{x,i}}{1-\nu^2} = \left(E_b + k \cdot E_s \cdot \frac{A_{sx}}{b_{col} \cdot \Delta} \right) \frac{\nu_{y,i}}{1-\nu^2}; \\ c_i &= \frac{E_{y,i}}{1-\nu^2} = \frac{E_b + k \cdot E_s \cdot \frac{A_{sy}}{b_{col} \cdot \Delta}}{1-\nu^2}; \\ d_i &= G_{y,i} = \frac{E_b}{2 \cdot (1+\nu)} \left[\left(1 + k \cdot \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{A_{sy}}{b_{col} \cdot \Delta} \right) \cdot \left(1 + k \cdot \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{A_{sx}}{b_{col} \cdot \Delta} \right) \right]^{\frac{1}{2}}, \end{aligned}$$
(23)

где E_b , E_s – модули деформаций бетона и арматуры соответственно; A_{sx} , A_{sy} – площадь поперечного сечения арматурных стержней вдоль осей OX и OY соответственно, оси которых проходят через i -ый узел сетки; b_{col} – ширина поперечного сечения колонны; Δ – шаг, с которым линии сетки разбивают область рассматриваемого узла сопряжения; k – коэффициент, учитывающий передачу сдвигающих усилий с бетона на поверхность арматурных стержней и принимаемый в интервале от 0 до 1, где 1 – соответствует полной передаче усилий, а 0 – полному отсутствию сцепления между арматурой и бетоном.

Критерий устойчивости конструктивной системы при структурной перестройке

В качестве критерия потери устойчивости или, в более широком смысле, перехода к неустойчивому деформированию принят энергетический критерий. Рассматривается приращение потенциальной энергии деформации от внешнего воздействия. Моменту потери устойчивости соответствует смена знака приращения энергии деформации:

$$\left| 1 - \frac{U_{i+1}}{U_i} \right| \leq a, \quad (24)$$

где U_{i+1} , U_i – энергия деформации для $i+1$, i этапов нагружения, a – заданное малое число.

Выражение (23) может быть представлено и в ином виде:

$$\left| \frac{dP}{df} \right| \leq a, \quad (25)$$

где dP – приращение продольной силы, df – приращение прогиба.

Данный критерий применим как при центральном сжатии, так и при внецентренном. Также он позволяет оценивать живучесть несущей системы в целом.

Заключение

1. Построена расчётная модель и разработана методика расчёта устойчивости конструктивно и физически нелинейных систем железобетонных каркасов многоэтажных зданий в запредельных состояниях при внезапных структурных перестройках, вызванных особыми воздействиями. Учёт динамических эффектов выполнен квазистатическим методом в численно-аналитической постановке.

2. Параметры матрицы жёсткости железобетонной стержневой системы с нелинейно упругоподатливыми закреплениями узлов сопряжения элементов между собой и с плоскостными элементами конструктивных узлов «ригель–колонна» определены с использованием метода начальных параметров. При этом двумерная задача расчёта напряжённо-деформированного состояния характерного элемента узла «ригель–колонна» железобетонной рамы решена методом конечных разностей.

3. В качестве критерия потери устойчивости внецентренного сжатых элементов железобетонной рамно-стержневой системы каркаса многоэтажного здания в запредельном

состоянии принят энергетический критерий, записанный через приращение потенциальной энергии деформации от внешнего воздействия.

Список источников

1. *Travush, V.I.* Survivability Parameter Calculation for Framed Structural Systems / V.I. Travush, N.V. Fedorova. – Текст : непосредственный // Russian Journal of Building Construction and Architecture. – 2017. – Vol. 33, № 1. – P. 6–14.
2. *Kabantsev, O.V.* Deformation and Power Characteristics Monolithic Reinforced Concrete Bearing Systems in the Mode of Progressive Collapse / O.V. Kabantsev, B. Mitrovic. – Текст : электронный // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 251. – P. 02047. – URL: https://www.matec-conferences.org/articles/mateconf/abs/2018/110/mateconf_ipicse2018_02047/mateconf_ipicse2018_02047.html (дата обращения 06.09.2023).
3. *Колчунов, В.И.* Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях / В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, Н.Б. Андросова, А.С. Бухтиярова. – Москва : АСВ, 2014. – 208 с. – Текст : непосредственный.
4. *Kolchunov, V.I.* Cross Section Structure Influence to Deformation of Construction at Accidental Impacts / N.B. Androsova, S.Y. Savin. – Текст : электронный // MATEC Web of Conferences. – 2018. – Vol. 251. – P. 02029. – URL: https://www.matec-conferences.org/articles/mateconf/abs/2018/110/mateconf_ipicse2018_02029/mateconf_ipicse2018_02029.html (дата обращения 06.09.2023).
5. *Fedorova, N.V.* Deformation Criteria for Reinforced Concrete Frames under Accidental Actions / N.V. Fedorova, N.T. Vu. – Текст : электронный // Magazine of Civil Engineering. – 2022. – Вып. 1 (109). – № 10902. – URL: <https://engstroy.spbstu.ru/article/2022.109.2/> (дата обращения 06.09.2023).
6. *Fialko, S.Y.* Elasto-Plastic Progressive Collapse Analysis Based on the Integration of the Equations of Motion / S.Y. Fialko, O.V. Kabantsev, A.V. Perelmuter. – Текст : электронный // Magazine of Civil Engineering. – 2021. – Вып. 2 (102). – № 10214. – URL: <https://engstroy.spbstu.ru/article/2021.102.14/> (дата обращения 06.09.2023).
7. *Алмазов, В.О.* Проблемы сопротивления зданий прогрессирующему разрушению / В.О. Алмазов, А.И. Плотников, Б.С. Расторгуев. – Текст : непосредственный // Вестник МГСУ. – 2011. – № 2-1. – P. 16–20.
8. *Kabantsev, O.V.* Failure Mechanisms and Parameters of Elastoplastic Deformations of Anchorage in a Damaged Concrete Base under Seismic Loading / O.V. Kabantsev, M.G. Kovalev. – Текст : электронный // Buildings. – 2022. – Vol. 12, № 1. – URL: <https://www.mdpi.com/2075-5309/12/1/78> (дата обращения 06.09.2023).
9. *Фёдорова, Н.В.* Экспериментальное определение параметров статико-динамического деформирования бетона при режимном нагружении / Н.В. Фёдорова, М.Д. Медянкин, О.Б. Бушова. – Текст : непосредственный // Строительство и реконструкция. – 2020. – №3. – С. 72–81.
10. *Fedorova, N.V.* The Effect of Energy Dissipation on the Dynamic Response of Reinforced Concrete Structure / N.V. Fedorova, N.T. Vu, T.A. Iliushchenko. – Текст : электронный // IOP Conf Ser Mater Sci Eng. – 2020. – Vol. 962. – P. 022063. – URL: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/962/2/022063> (дата обращения 06.09.2023).
11. *Alekseytsev, A.V.* Mechanical Safety of Reinforced Concrete Frames under Complex Emergency Actions / A.V. Alekseytsev. – Текст : электронный // Magazine of Civil Engineering. – 2021. – Vol. 103. – № 10306. – URL: <https://engstroy.spbstu.ru/en/article/2021.103.6/> (дата обращения 06.09.2023).
12. *Kiakojouri, F.* Progressive Collapse of Framed Building Structures: Current Knowledge and Future Prospects / F. Kiakojouri, V. De Biagi, B. Chiaia, M. Sheidaii. – Текст : электронный // Eng Struct. – 2020. – Vol. 206. – P. 110061. – URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029619322576> (дата обращения 06.09.2023).
13. *Mohamed, O.A.* Modeling for Progressive Collapse Mitigation Using Nonlinear Static Analysis Procedures / O.A. Mohamed, M.S. Keshawar. – Текст : электронный // Proceedings of the Ninth International Conference on Computational Structures Technology. 2009. – URL: <https://www.ctresources.info/ccp/paper.html?id=4954> (дата обращения 06.09.2023).
14. *Alanani, M.* Progressive Collapse Assessment of precast Prestressed Reinforced Concrete Beams Using Applied Element Method / M. Alanani, M. Ehab, H. Salem. – Текст : электронный // Case Studies in Construction Materials. Elsevier Ltd., 2020. – Vol. 13. – P. 00457. – URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214509520301297> (дата обращения 06.09.2023).
15. *Almusallam, T.* Development Limitations of Compressive Arch and Catenary Actions in Reinforced Concrete Special Moment Resisting Frames under Column-Loss Scenarios / T. Almusallam, Y. Al-Salloum, H. Elsanadedy, N. Tuan, P. Mendis, H. Abbas. – Текст : электронный // Structure and Infrastructure Engineering. – 2020. – Vol. 16, № 12. – P. 1616–1634. – URL: <https://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/15732479.2020.1719166?journalCode=nsie20> (дата обращения 06.09.2023).
16. *Bažant, Z.P.* Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions / Z.P. Bažant, M. Verdure. – Текст : электронный // J Eng Mech. – 2007. – Vol. 133, № 3. – P. 308–319. – URL: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9399%282007%29133%3A3%28308%29> (дата обращения 06.09.2023).
17. *Anil, Ö.* An Experimental Study on Reinforced Concrete Partially Infilled Frames / Ö. Anil, S. Altin. – Текст : электронный // Eng Struct. – 2007. – Vol. 29. – № 3. – P. 449–460. – URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029606002148?via%3Dihub> (дата обращения 06.09.2023).

18. Adam, J.M. Dynamic Performance of a Real-Scale Reinforced Concrete Building Test under a Corner-Column Failure Scenario / J.M. Adam, M. Buitrago, E. Bertolesi, J. Sagaseta, J.J. Moragues – Текст : электронный // Eng Struct. – 2020. – Vol. 210. – P. 110414. – URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S014102961933891X?via%3Dihub> (дата обращения 06.09.2023).
19. Savin, S.Y. Experimental and Numerical Investigations of RC Frame Stability Failure under a Corner Column Removal Scenario / S.Y. Savin, V.I. Kolchunov, N.V. Fedorova, N.T. Vu. – Текст : электронный // Buildings. – 2023. – Vol. 13, № 4. – P. 0908. – URL: <https://www.mdpi.com/2075-5309/13/4/908> (дата обращения 06.09.2023).
20. Колчунов, В.И. К оценке живучести железобетонных рам при потере устойчивости отдельных элементов / В.И. Колчунов, Н.О. Прасолов, М.В. Моргунов. – Текст : непосредственный // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2007. – №4. – С. 40–44.
21. Колчунов, В.И. К вопросу алгоритмизации задачи расчета живучести железобетонных конструкций при потере устойчивости / В.И. Колчунов, М.В. Моргунов, Л.В. Кожаринова, Н.О. Прасолов. – Текст : непосредственный // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – № 12. – С. 77–79.
22. Колчунов, В.И. Направления проектирования конструктивных систем в особых расчетных ситуациях / В.И. Колчунов, В.В. Тур. – Текст : непосредственный // Промышленное и гражданское строительство. – 2023. – № 7. – С. 5–15.
23. Fedorova, N.V. Progressive Collapse Resistance of Facilities Experienced to Localized Structural Damage – an Analytical Review / N.V. Fedorova, S.Y. Savin. – Текст : непосредственный // Building and reconstruction. – 2021. – Vol. 95. – № 3. – P. 76–108.
24. Тамразян, А.Г. Концептуальные подходы к оценке живучести строительных конструкций, зданий и сооружений / А.Г. Тамразян. – Текст : непосредственный // Железобетонные конструкции. – 2023. – 3(3). – С. 62–74.
25. Колчунов, В.И. Экспериментально-теоретические исследования живучести железобетонных рам при потере устойчивости отдельного элемента / В.И. Колчунов, Л.В. Кожаринова, Н.О. Прасолов. – Текст : непосредственный // Вестник МГСУ. – 2011. – Том 2. – № 3. – С. 109–115.
26. Savin, S.Y. Dynamic Forces in the Eccentrically Compressed Members of Reinforced Concrete Frames under Accidental Impacts / S.Y. Savin, N.V. Fedorova, V.I. Kolchunov. – Текст : непосредственный // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2022. – Vol. 18. – № 4. – P. 111.
27. Колчунов, В.И. Динамические эффекты в статически неопределимых физически и конструктивно нелинейных системах / В.И. Колчунов, Н.В. Федорова, С.Ю. Савин. – Текст : непосредственный // Промышленное и гражданское строительство. – 2022. – №9. – С. 42–51.
28. Савин, С.Ю. Расчёт устойчивости железобетонных каркасов зданий при особых воздействиях / С.Ю. Савин, В.И. Колчунов, Н.В. Федорова. – Текст : непосредственный // Промышленное и гражданское строительство. – 2023. – № 9. – С. 42–51.
29. Милейковский, И.Е. Неординарный смешанный метод расчёта рамных систем с элементами сплошного и составного сечений / И.Е. Милейковский, В.И. Колчунов. – Текст : непосредственный // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 1995. – № 7–8. – P. 32–37.
30. Вольмир, А.С. Устойчивость деформируемых систем / А.С. Вольмир. – Москва : Наука, 1967. – 984 р. – Текст : непосредственный.
31. Бондаренко, В.М. Расчётные модели силового сопротивления железобетона / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. – Москва : АСВ, 2004. – 472 с. – Текст : непосредственный.

References

1. Travush V.I., Fedorova N.V. Survivability Parameter Calculation for Framed Structural Systems. In: *Russian Journal of Building Construction and Architecture*, 2017, Vol. 33, no. 1, pp. 6–14.
2. Kabantsev O.V., Mitrovic B. Deformation and power characteristics monolithic reinforced concrete bearing systems in the mode of progressive collapse. In: *MATEC Web of Conferences*, 2018, Vol. 251, pp. 02047. URL: https://www.matec-conferences.org/articles/mateconf/abs/2018/110/mateconf_ipicse2018_02047/mateconf_ipicse2018_02047.html (Accessed 09/06/2023).
3. Kolchunov V.I., Klyueva N.V., Androsova N.B., Bukhtiyarova A.S. Zhivuchest' zdaniy i sooruzheniy pri zaproektnykh vozdeystviyakh [Robustness of Buildings and Structures under Accidental Actions]. Moscow: Publishing house ASV, 2014. 208 p. (In Russ.)
4. Kolchunov V.I., Androsova N.B., Savin S.Y. Cross Section Structure Influence to Deformation of Construction at Accidental Impacts. In: *MATEC Web of Conferences*, 2018, Vol. 251, p. 02029. URL: https://www.matec-conferences.org/articles/mateconf/abs/2018/110/mateconf_ipicse2018_02029/mateconf_ipicse2018_02029.html (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)
5. Fedorova N.V., Vu N.T. Deformation Criteria for Reinforced Concrete Frames under Accidental Actions. In: *Magazine of Civil Engineering*, 2022, Vol. 109, no. 10902. URL: <https://engstroy.spbstu.ru/article/2022.109.2/> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)
6. Fialko S.Y., Kabantsev O.V., Perelmuter A.V. Elasto-plastic progressive collapse analysis based on the integration of the equations of motion. In: *Magazine of Civil Engineering*, 2021, Vol. 102, no. 10214. URL: <https://engstroy.spbstu.ru/article/2021.102.14> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)
7. Almazov V.O., Plotnikov A.I., Rastorguyev B.S. Problemy soprotivleniya zdaniy progressiruyushchemu razrusheniyu

[Problems of Building's Resistance against Progressive Collapse]. In: *Vestnik MGSU*, 2011, no. 2-1, pp. 16–20. (In Russ.)

8. Kabantsev O.V., Kovalev M.G. Failure Mechanisms and Parameters of Elastoplastic Deformations of Anchorage in a Damaged Concrete Base under Seismic Loading. In: *Buildings*, 2022, Vol. 12, no. 1. URL: <https://www.mdpi.com/2075-5309/12/1/78> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)

9. Fedorova N.V., Medyankin M.D., Bushova O.B. Eksperimental'noye opredeleniye parametrov statiko-dinamicheskogo deformirovaniya betona pri rezhimnom nagruzhении [Experimental study of static-dynamic deformation parameters for concrete under modal loading]. In: *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya [Building and Reconstruction]*, 2020, no. 3, pp. 72–81. (In Russ., abstr. in Engl.)

10. Fedorova, N.V., Vu N.T., Iliushchenko T.A. The Effect of Energy Dissipation on the Dynamic Response of Reinforced Concrete Structure. In: *IOP Conf Ser Mater Sci Eng.*, 2020, Vol. 962, pp. 022063. – URL: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/962/2/022063> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)

11. Alekseytsev A.V. Mechanical Safety of Reinforced Concrete Frames under Complex Emergency Actions. In: *Magazine of Civil Engineering*, 2021, Vol. 103, no. 10306. – URL: <https://engstroy.spbstu.ru/en/article/2021.103.6/> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)

12. Kiakojouri F., De Biagi V., Chiaia B., Sheidaii M. Progressive collapse of framed building structures: Current knowledge and future prospects. In: *Eng Struct.*, 2020, Vol. 206, pp. 110061. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029619322576> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)

13. Mohamed O.A., Keshawar M.S. Modeling for Progressive Collapse Mitigation Using Nonlinear Static Analysis Procedures. In: *Proceedings of the Ninth International Conference on Computational Structures Technology*. 2009. URL: <https://www.ctresources.info/ccp/paper.html?id=4954> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)

14. Alanani M., Ehab M., Salem H. Progressive Collapse Assessment of Precast Prestressed Reinforced Concrete Beams Using Applied Element Method. In: *Case Studies in Construction Materials*, 2020, Vol. 13, pp. e00457. – URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214509520301297> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)

15. Almusallam T., Al-Salloum Y., Elsanadedy H., Tuan N., Mendis P., Abbas H. Development Limitations of Compressive Arch and Catenary Actions in Reinforced Concrete Special Moment Resisting Frames under Column-Loss Scenarios. In: *Structure and Infrastructure Engineering*, 2020, Vol. 16, no. 12, pp. 1616–1634. URL: <https://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/15732479.2020.1719166?journalCode=nsie20> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)

16. Bažant Z.P., Verdure M. Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building

Demolitions. In: *J Eng Mech.*, 2007, Vol. 133, no.3, pp. 308–319. URL: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%290733-9399%282007%29133%3A3%28308%29> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)

17. Anil Ö., Altin S. An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames. In: *Eng Struct.*, 2007, Vol. 29, no. 3, pp. 449–460. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029606002148?via%3Dihub> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)

18. Adam J.M., Buitrago M., Bertolesi E., Sagaseta J., Moragues J.J. Dynamic Performance of a Real-Scale Reinforced Concrete Building Test under a Corner-Column Failure Scenario. In: *Eng Struct.*, 2020, Vol. 210, pp. 110414. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S014102961933891X?via%3Dihub> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)

19. Savin S.Y., Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Vu N.T. Experimental and Numerical Investigations of RC Frame Stability Failure under a Corner Column Removal Scenario. In: *Buildings*, 2023, Vol. 13, no. 4, pp. 0908. URL: <https://www.mdpi.com/2075-5309/13/4/908> (Accessed 09/06/2023). (In Engl.)

20. Kolchunov V.I., Prasolov N.O., Morgunov M.V. K otsenke zhivuchesti zhelezobetonnykh ram pri potere ustoychivosti ot del'nykh elementov [Evaluation of the Robustness of Reinforced Concrete Frames under Stability Failure of a Structural Member]. In: *Stroitel'naya mekhanika inzhenernykh konstruktсий i sooruzheniy [Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings]*, 2007, no. 4, pp. 40–44. (In Russ.)

21. Kolchunov V.I., Morgunov M.V., Kozharinova L.V., Prasolov N.O. K voprosu algoritimizatsii zadachi rascheta zhivuchesti zhelezobetonnykh konstruktсий pri potere ustoychivosti [On the Algorithmizing of Robustness Assessment of Reinforced Concrete Structures at Buckling]. In: *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo [Industrial and Civil Engineering]*, 2012, no. 12, pp. 77–79. (In Russ., abstr. in Engl.)

22. Kolchunov V.I., Tur V.V. Napravleniya proyektirovaniya konstruktivnykh sistem v osobyykh raschetnykh situatsiyakh [Directions for the Design of Structural Systems in Accidental Design Situations]. In: *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo [Industrial and Civil Engineering]*, 2023, no. 7, pp. 5–15. (In Russ., abstr. in Engl.)

23. Fedorova N.V., Savin S.Y. Progressive Collapse Resistance of Facilities Experienced to Localized Structural Damage – an Analytical Review. In: *Building and Reconstruction*, 2021, Vol. 95, no. 3, pp. 76–108. (In Engl., abstr. in Russ.)

24. Tamrazyan A.G. Kontseptual'nyye podkhody k otsenke zhivuchesti stroitel'nykh konstruktсий, zdaniy i sooruzheniy [Conceptual Approaches to Robustness Assessment of Building Structures, Buildings and Facilities] In: *Zhelezobetonnyye konstruktсии [Reinforced Concrete Structures]*, 2023, no. 3 (3), pp. 62–74. (In Russ., abstr. in Engl.)

25. Kolchunov V.I., Kozharinova L.V., Prasolov N.O. Eksperimental'no-teoreticheskiye issledovaniya zhivuchesti

zhelezobetonnykh ram pri potere ustoychivosti otdel'nogo elementa [Experimental and theoretical investigations of the robustness of reinforced concrete frames under stability failure of a structural element]. In: *Vestnik MGSU*, 2011, Vol. 2, no. 3, pp. 109–115. (In Russ., abstr. in Engl.)

26. Savin S.Y., Fedorova N.V., Kolchunov V.I. Dynamic forces in the eccentrically compressed members of reinforced concrete frames under accidental impacts. In: *International Journal for Computational Civil and Structural Engineering*, 2022, Vol. 18, no. 4, pp. 111.

27. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Yu. Dinamicheskiye efekty v staticheski neopredelimykh fizicheskii i konstruktivno nelineynykh sistemakh [Dynamic Effects In Statically Indeterminate Physically And Structurally Nonlinear Structural Systems]. In: *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo [Industrial and Civil Engineering]*, 2022, no. 9, pp. 42–51. (In Russ., abstr. in Engl.)

28. Savin S.Yu., Kolchunov V.I., Fedorova N.V. Raschet ustoychivosti zhelezobetonnykh karkasov zdaniy pri

osobykh vozdeystviyakh [Stability Analysis of Reinforced Concrete Building Frames under Accidental Actions]. In: *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo [Industrial and Civil Engineering]*, 2023, no. 9, pp. 42–51. (In Russ., abstr. in Engl.)

29. Mileikovskiy I.E., Kolchunov V.I. Neordinarnyy smeshanny metod rascheta ramnykh sistem s elementami sploshnogo i sostavnogo secheniy [Non-ordinary mixed method for analysis of framed systems with elements of complete and coupled cross-sections]. In: *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedeniy. Stroitel'stvo [News of Higher Educational Institutions. Construction]*, 1995, no. 7–8, pp. 32–37. (In Russ.)

30. Vol'mir A.S. Ustoychivost' deformiruyemykh sistem [Stability of deformable systems]. Moscow, Nauka Publ., 1967, 984 p. (In Russ.)

31. Bondarenko V.M., Kolchunov V.I. Raschetnyye modeli silovogo soprotivleniya zhelezobetona [Calculation models of power resistance of reinforced concrete]. Moscow, ASV Publ., 2004, 472 p. (In Russ.)