CC BY 4.0

Оригинальная статья / Original article

https://doi.org/10.21869/2223-1560-2021-25-2-35-50

## Моделирование деформаций предварительно напряженных стальных ферм при аварийных ситуациях

## И. Н. Серпик <sup>1</sup> ⊠, Н. В. Тарасова <sup>1</sup>

<sup>1</sup> Брянский государственный инженерно-технологический университет пр. Станке Димитрова 3, г. Брянск 241037, Российская Федерация

e-mail: inserpik@gmail.com

#### Резюме

**Цель исследования** – построение методологии и алгоритма для конечноэлементного моделирования в единой вычислительной схеме деформирования плоских стальных ферм, предварительно напряженных с помощью высокопрочных канатов, в соответствии с хронологией воздействий на объект в виде преднапряжений, нормативных нагрузок и аварийного разрушения одного из несущих элементов.

**Методы.** Решение задачи осуществляется в геометрически нелинейной постановке с помощью численного интегрирования на основе подхода метода Ньюмарка с построением уравнений равновесия конечноэлементной модели конструкции в деформированном состоянии на каждом шаге интегрирования. Учитывается конструктивная нелинейность, связанная со структурными перестройками и рассмотрением работы канатов только на растяжение. Прослеживается приложение сил тяжести несущей системы, последовательное введение затяжек и их преднапряжение, приложение полезной нагрузки и аварийное воздействие в форме мгновенного локального разрушения. При этом до возникновения разрушения моделируется условие статического нагружения с использованием метода динамической релаксации. Сформулирована методология учета в рамках численного интегрирования аварийного воздействия приложения фиктивных сил, значения которых вычисляются в исключаемом конструктивном элементе на момент времени перед его разрушением.

**Результаты.** Работоспособность представленной вычислительной процедуры иллюстрируется на примере расчета плоской стальной фермы пролетом 54 м, включающей два каната. Рассмотрено поведение объекта с учетом обрыва одного из канатов, подвергавшегося предварительному напряжению. Установлено, что исследуемая аварийная ситуация не приводит к разрушению второго каната и возникновению пластических деформаций в стержнях фермы.

Заключение. Выполненные разработки могут быть использованы для обеспечения живучести предварительно напрягаемых стальных ферм при запроектных воздействиях, приводящих к разрушениям отдельных конструктивных элементов.

*Ключевые слова*: стальные плоские фермы; предварительное напряжение; канаты; аварийные ситуации; динамика; численное интегрирование; геометрическая и конструктивная нелинейность.

**Конфликт интересов:** Авторы декларируют отсутствие явных и потенциальных конфликтов интересов, связанных с публикацией настоящей статьи.

**Финансирование:** Исследование выполнено при финансовой поддержке Гранта РФФИ в рамках научного проекта №18-08-00567.

<sup>©</sup> Серпик И. Н., Тарасова Н. В., 2021

**Для цитирования**: Серпик И. Н., Тарасова Н. В. Моделирование деформаций предварительно напряженных стальных ферм при аварийных ситуациях // Известия Юго-Западного государственного университета. 2021; 25(2): 35-50. https://doi.org/10.21869/2223-1560-2021-25-2-35-50.

Поступила в редакцию 20.01.2021

Подписана в печать 28.05.2021

Опубликована 24.08.2021

# Simulation of Deformations of Pre-Stressed Steel Trusses in Emergency Situations

Igor N. Serpik <sup>1</sup> 🖂, Natalya V. Tarasova <sup>1</sup>

<sup>1</sup> Bryansk State Engineering Technological University 3 Stanke Dimitrov Ave. Bryansk 241037, Russian Federation

e-mail: inserpik@gmail.com

#### Abstract

**Purpose of research** is to make methodology and algorithm for finite element modeling in a single computational scheme of deformation of flat steel trusses, previously stressed using high-strength ropes, in accordance with the chronology of impacts on the object in the form of prestresses, normative loads and emergency destruction of one of the bearing elements.

**Methods.** The solution of the problem is carried out in geometrically nonlinear staging using numerical integration based on Newmark approach with the construction of equilibrium equations of the finite element model of the structure in a deformed state at each integration step. Structural nonlinearity related to structural restructuring and consideration of ropes operation for tension only is described. The application of gravity forces of the carrier system, sequential introduction of tightening and their prestress, the application of payload and emergency impact in the form of instantaneous local destruction are traced. Before failure occurs, static loading condition is simulated using dynamic relaxation method. Methodology of accounting within numerical integration of emergency impact is formulated by application of dummy forces, values of which are calculated in excluded structural element before its destruction.

**Results.** Performance of presented computational procedure is illustrated by the example of a flat steel truss calculation with a span (54 m), including two ropes. Object behavior is considered considering the break of one of the ropes subjected to preliminary stress. It was revealed that the investigated emergency does not lead to the destruction of the second rope and the occurrence of plastic deformations in the truss rods.

**Conclusion:** Completed developments can be used to ensure the survivability of pre-stressed steel trusses under beyond design basis effects, leading to the destruction of individual structural elements.

**Key words:** steel flat trusses; preliminary stress; ropes; emergency situations; dynamics; numerical integration; geometric and structural nonlinearity.

**Conflict of interest.** The authors declare the absence of obvious and potential conflicts of interest related to the publication of this article.

**Funding**: The study was carried out with the financial support of RFFI Grant as part of scientific project No. 18-08-00567.

**For citation:** Serpik I. N., Tarasova N. V. Simulation of Deformations of Pre-Stressed Steel Trusses in Emergency Situations. *Izvestiya Yugo-Zapadnogo gosudarstvennogo universiteta = Proceedings of the Southwest State University.* 2021; 25(2): 35-50 (In Russ.). https://doi.org/ 10.21869/2223-1560-2021-25-2-35-50.

Received 20.01.2021

Accepted 28.05.2021

Published 24.08.2021

\*\*\*

#### Введение

Согласно СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения», строительные конструкции повышенного уровня ответственности должны быть рассчитаны с учетом условий возможных локальных разрушений вследствие аварийных воздействий. В современной научной литературе уделяется большое внимание разработке методического обеспечения для выполнения расчетов такого типа [1, 2]. В работах [3-12] рассматриваются алгоритмы оценки динамических догружений стальных и железобетонных конструкций при возможных локальных повреждениях на основе квазистатических подходов. В ряде публикаций [13-19] выполняются исследования деформаций строительных объектов при аварийных ситуациях в динамической постановке. В статье [20] предложена процедура анализа устойчивости железобетонных каркасных конструкций к прогрессирующему разрушению на основе сочетания динамического и нелинейного статического анализа. В работе [21] сопоставлены подходы к оценке деформаций стальных рамных конструкций при разрушении некоторых несущих элементов на основе линейно упругого и нелинейно упругого расчета в статической постановке, а также проведения нелинейного Отмечается динамического анализа. важность выполнения расчета конструкций для условий возникновения

аварийных ситуаций с учетом протекания процессов во времени.

Аварийные воздействия на предварительно напряженные конструкции рассмотрены в работах [22-24]. В статье [22] в качестве объекта исследования представлен многоэтажный железобетонный рамно-связевой каркас с предварительно напряженными ригелями, который подвергается аварийному воздействию, приводящему к разрушению колонны крайнего ряда на первом этаже здания. Оценка результатов запроектного воздействия выполнялась на основе нелинейного анализа процессов деформирования и разрушения подконструкции в виде двухэтажной двухпролетной рамы, выделенной из каркаса здания методом декомпозиции. В работе [23] представлено численное исследование прогрессирующего обрушения при столкновении с судном многопролетного моста с надстройками из предварительно напряженного бетона. Изучен механизм разрушения моста в динамической постановке с помощью конечноэлементной модели. В исследовании [24] выполнялся расчет стальной конструкции вантового моста с предварительно напряженными канатами при аварийном разрыве одного из канатов. Несущая система конструкции рассматривалась как система, образуемая двумя ригелями, колонной и канатами. Представлена методология такого анализа в квазистатической и динамической постановках. В то же время вопросы расчета предваритель-

но напряженных стальных конструкций при локальных разрушениях еще требуют разработки подходов, учитывающих историю нагружения деформируемой системы. Целью настоящей работы является построение методологии и алгоритма для конечноэлементного моделирования в единой вычислительной схеме деформирования плоских стальных ферм, предварительно напряженных с помощью высокопрочных канатов, в соответствии с хронологией воздействий на объект в виде преднапряжений, нормативных нагрузок и аварийного разрушения одного из несущих элементов.

#### Материалы и методы

При исследовании нагруженности стальных ферм принимаем во внимание геометрическую нелинейность задачи с точки зрения возможности учета больших перемещений и конструктивную нелинейность, обусловленную работой канатов только на растяжение, а также последовательным включением канатов в деформируемую систему и выключением из объекта несущего элемента при аварийной ситуации. Расчеты показывают, что при анализе переходных динамических процессов, связанных с внезапными структурными перестройками, использование в качестве начальных условий перемещений, получаемых при решении задачи в статической постановке от преднапряжений и нормативных нагрузок, может приводить к нарушению устойчивости численного интегрирования дифференциальных уравнений. Поэтому все этапы нагружения объекта рассматриваем как нестационарные. При этом до локального разрушения используем метод динамической релаксации, воспроизводя условия статического нагружения с помощью быстро затухающих фиктивных динамических процессов.

Пусть исходная конструкция нагружена системой сил, которые в рамках метода конечных элементов приводятся к вектору обобщенных узловых сил  $\{Q(t)\}$ , в общем случае зависящих от времени t. Считаем, что изменение этих сил вследствие перемещений системы является несущественным. Рассмотрим случай мгновенного разрушения одного из конструктивных элементов фермы. В соответствии с принципом Даламбера запишем систему уравнений динамического равновесия конечноэлементной модели объекта в деформированном состоянии в виде

$$\left\{ R^* \left( \{\delta\}, t \right) \right\} + \chi(\tau) \left\{ R^{\oplus} \left( \{\delta\}, t \right) \right\} + \left\{ \Phi \left( \{\delta\}, \{\ddot{\delta}\}, t \right) \right\} + \left\{ L \left( \{\delta\}, \{\dot{\delta}\}, t \right) \right\} = \left\{ Q(t) \right\},$$

$$(1)$$

где  $\{R^*(\{\delta\},t)\}$  – вектор приведенных к узлам реакций от конечных элементов без учета жесткости устраняемого в момент времени  $t = t_o$  несущего элемента;  $\{\delta\}$  – вектор узловых перемещений;  $\chi(\tau)$  – функция Хэвисайда от аргумента  $\tau = t - t_o$  ( $\chi(\tau) = 0$ , если  $\tau < 0$ ;

Известия Юго-Западного государственного университета / Proceedings of the Southwest State University. 2021; 25(2): 35-50

 $\chi(\tau) = 1$ , если  $\tau \ge 0$ );  $\left\{ R^{\oplus}(\{\delta\}, t) \right\}$  – вектор узловых реакций от конечных элементов удаляемой части конструкции;  $\left\{ \Phi(\{\delta\}, \{\ddot{\delta}\}, t) \right\}$ ,  $\left\{ L(\{\delta\}, \{\dot{\delta}\}, t) \right\}$  – векто-

ры приведенных к узлам сил инерции и сил вязкого сопротивления, для которых учитывается фактор перестройки расчетной схемы при отражении запроектного воздействия.

Решаем задачу Коши для системы уравнений (1) при нулевых начальных условиях на основе численного интегрирования. Используем подход метода Ньюмарка, предусматривающий учет постоянных значений ускорений на каждом шаге вычислительного процесса [25], и методику исследования геометрически нелинейных задач, изложенную в работе [14].

На основании матриц  $[K_{e\tau}]$  может быть сформирована касательная матрица  $[K_{\tau}]$  для конечноэлементной модели объекта в целом. Согласно процедуре метода конечных элементов [26] принимаем

$$\left\{ \Phi\left(\left\{\delta\right\}, \left\{\ddot{\delta}\right\}, t\right) \right\} = -[M]\left\{\ddot{\delta}\right\};$$

$$\left\{ L\left(\left\{\delta\right\}, \left\{\dot{\delta}\right\}, t\right) \right\} = -[C]\left\{\dot{\delta}\right\},$$

$$(2)$$

где [*M*], [*C*] – матрица масс и матрица демпфирования системы конечных элементов для деформированного состояния.

Полагаем, что на каждом шаге по времени  $\Delta t$  численного интегрирования решается линейная задача. Для начального времени  $t_{n-1}$  некоторого шага n рассматриваем матрицу масс  $[M(t_{n-1})]$ , матрицу демпфирования  $[\tilde{N}(t_{n-1})]$  и касательную матрицу жесткости  $[K_{\tau}(t_{n-1})]$ . Векторы  $\{R^*(\{\delta\},t)\}, \{R^{\oplus}(\{\delta\},t)\}$  для момента времени  $t_n$  окончания этого шага, приближенно определяем с помощью зависимостей

$$\left\{ R^* \left( \left\{ \delta \right\}, t_n \right) \right\} = \sum_{k=1}^n \left[ K^*_{\tau}(t_{k-1}) \right] \left\{ \Delta \delta_k \right\}; \quad (3)$$

$$\left\{ R^{\oplus} \left( \left\{ \delta \right\}, t_n \right) \right\} = \sum_{k=1}^n \left[ K^{\oplus}_{\tau}(t_{k-1}) \right] \left\{ \Delta \delta_k \right\}, \quad (4)$$

где  $\left[K_{\tau}^{*}(t_{k-1})\right]$  – касательная матрица на шаге  $t_{k-1}$  без учета жесткости разрушаемого конструктивного элемента;  $\left[K_{\tau}^{\oplus}(t_{k-1})\right]$  – составляющая касательной матрицы на шаге  $t_{k-1}$ , связанная с жесткостью данного элемента;  $\{\Delta\delta_k\}$  – вектор приращений перемещений на kм шаге:

$$\left\{\Delta\delta_k\right\} = \left\{\delta(t_k)\right\} - \left\{\delta(t_{k-1})\right\}.$$
(5)

Учитывая зависимости (2)-(5), запишем уравнение (1) для момента времени  $t_n$  следующим образом:

$$[M(t_{n-1})]\{\ddot{\delta}(t_n)\} + [C(t_{n-1})]\{\dot{\delta}(t_n)\} + \\ + \sum_{k=1}^{n} [K_{\tau}^{*}(t_{k-1})]\{\Delta\delta_k\} + \\ + \chi(\tau_n) \sum_{k=1}^{n} [K_{\tau}^{\oplus}(t_{k-1})]\{\Delta\delta_k\} = \{Q(t_k)\}.(6)$$

Для расчета при  $t_n > t_o$  преобразуем равенство (6) к виду

$$[M(t_{n-1})]\{\ddot{\delta}(t_n)\} + [C(t_{n-1})]\{\dot{\delta}(t_n)\} + \{R(t_n)\} = \{Q(t_k)\} - \{\tilde{R}\},$$
(7)

где

40

 ${R(t_n)} = {R^*(\{\delta\}, t_n)} + {R^{\oplus}(\{\delta\}, t_m)},$  (8) *m* – номер шага по времени, окончание которого соответствует моменту аварийной ситуации;  ${\tilde{R}}$  – вектор, включающий силы в устраняемом несущем элементе перед его локальным разрушением и определяемый зависимостью

$$\left\{\tilde{R}\right\} = \sum_{k=1}^{m} \left[K_{\tau}^{\oplus}\right] \left\{\Delta\delta_{k}\right\}.$$
(9)

Учитываем демпфирование с помощью формулы Релея [26]:

 $[\tilde{N}(t_{n-1})] = \alpha [M(t_{n-1})] + \beta [K_{\tau}(t_{n-1})],(10)$ где  $\alpha$ ,  $\beta$  – задаваемые коэффициенты соответственно инерционного и конструкционного демпфирования.

Принимаем во внимание только энергетические потери, обусловленные действием сил сухого трения. При этом  $\alpha = 0$ , а коэффициент конструкционного демпфирования при анализе последствий аварийного воздействия можно приближенно вычислять с помощью выражения [27]

$$\beta = \frac{\xi}{\pi f_1},\tag{11}$$

где  $\xi$  – коэффициент затухания;  $f_1$  – первая частота собственных колебаний.

В соответствии с подходом метода Ньюмарка имеем [25]

$$\left\{ \dot{\delta}(t_n) \right\} = b_1 \left\{ \left\{ \delta(t_n) \right\} - \left\{ \delta(t_{n-1}) \right\} \right\} - \left\{ \dot{\delta}(t_{n-1}) \right\}; (12)$$

$$\left\{ \ddot{\delta}(t_n) \right\} = b_0 \left\{ \left\{ \delta(t_n) \right\} - \left\{ \delta(t_{n-1}) \right\} \right\} - b_2 \left\{ \dot{\delta}(t_{n-1}) \right\} - \left\{ \ddot{\delta}(t_{n-1}) \right\},$$

$$(13)$$

где параметры интегрирования

 $b_0 = 4/\Delta t^2; \ b_1 = 2/\Delta t; \ b_2 = 4/\Delta t.$ 

В результате для процесса, протекающего после локального разрушения, получим следующую систему линейных алгебраических уравнений, решаемую на каждом шаге интегрирования:

$$\Omega_{n} \{ \Delta \delta_{n} \} = \{ Q(t_{n}) \} - \sum_{k=1}^{n-1} \left[ K_{\tau}^{*}(t_{k-1}) \right] \{ \Delta \delta_{k} \} + \Psi_{n} \{ \dot{\delta}(t_{n-1}) \} + \left[ M(t_{n-1}) \right] \{ \ddot{\delta}(t_{n-1}) \} - \{ \tilde{R} \}, \quad (14)$$

где

$$\begin{split} \Omega_{n} &= b_{0} \big[ M(t_{n-1}) \big] + b_{1} \big[ \tilde{N}(t_{n-1}) \big] + \big[ K_{\tau}^{*} \big( t_{n-1} \big) \big]; \\ \Psi_{n} &= b_{2} \big[ M(t_{n-1}) \big] + \big[ \tilde{N}(t_{n-1}) \big]. \end{split}$$

При построении касательной матрицы  $[K_{et}]$  конечного элемента *e* с учетом геометрической нелинейности используем следующее выражение для вектора его узловых реакций [26] в отклоненном состоянии:

$$\{R_{e}\} = \int_{V_{e}} [B_{e}]^{T} \{S_{e}\} dV, \qquad (15)$$

где матрица  $[B_e]$  связывает виртуальные приращения вектора обобщенных деформаций  $\{\varepsilon_e\}$  и вектора виртуальных приращений обобщенных узловых перемещений  $\{\delta_e\}$  конечного элемента:

$$\tilde{d}\{\varepsilon_e\} = [B_e]\tilde{d}\{\delta_e\}, \qquad (16)$$

 $\{S_e\}$  – вектор обобщенных напряжений;  $V_e$  – объем конечного элемента;  $\tilde{d}$  –обозначение дифференциала характеристик напряженно-деформированного состояния объекта. Связь виртуальных приращений узловых реакций и узловых перемещений будет определяться зависимостью

$$\tilde{d}\left\{R_{e}\right\} = \left[K_{e\tau}\right] \tilde{d}\left\{\delta_{e}\right\}.$$
(17)

Из соотношения (15) следует, что

$$\tilde{d}\left\{R_{e}\right\} = \int_{V_{e}} \tilde{d}\left[B_{e}\right]^{T}\left\{S_{e}\right\} dV + \\ + \int_{V} \left[B_{e}\right]^{T} \tilde{d}\left\{S_{e}\right\} dV .$$
(18)

Первый интеграл в выражении (18) обычно представляется в виде [26]

$$\int_{V_e} \tilde{d} \left[ B_e \right]^T \left\{ S_e \right\} dV = \left[ K_{e\sigma} \right] \tilde{d} \left\{ \delta_e \right\}, \quad (19)$$

где [ $K_{e\sigma}$ ] – матрица начальных напряжений.

Для второго интеграла принимаем, что матрица  $[B_e]$  определяет бесконечно малые деформации в отклоненном состоянии. Тогда запишем

$$\int_{V_e} \left[ B_e \right]^T \tilde{d} \left\{ S_e \right\} dV = \left[ K_{eo} \right] \tilde{d} \left\{ Z_e \right\}, \quad (20)$$

где [ $K_{eo}$ ] – построенная для этого состояния матрица жесткости бесконечно малых деформаций конечного элемента.

Учитывая соотношения (15)-(20), будем иметь

$$\begin{bmatrix} K_{e\tau} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{e\sigma} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{e\sigma} \end{bmatrix}.$$
(21)

Матрицы  $[K_{eo}]$ ,  $[K_{e\sigma}]$  могут определяться с помощью известных процедур конечноэлементного анализа [26]. При этом следует использовать матрицы  $[B_e]$  с учетом корректировки координат узлов конечных элементов. Рассмотрим условие аварийной ситуации при внезапном разрыве предварительно напряженного каната. Считаем, что его преднапряжение осуществляется на конструкцию, когда ферма установлена на сооружении. Предусматриваем в общем случае использование  $i_o$  затяжек с помощью домкратов. Для случая разрушения затяжки  $T_i(i=1,...,i_o)$  систему воздействий на ферму представляем следующим образом:

 Приложение к стержневой системе сил тяжести конструктивных элементов фермы.

2. Включение в объект затяжки  $T_1$  и приложение сил  $P_1$  к затяжке и ферме, соответствующих воздействию домкрата (рис. 1,а).

3. Введение условного элемента *H*<sub>1</sub> большой жесткости, имитирующего анкер (рис. 1,6).

4. Удаление сил *P*<sub>1</sub>, соответствующее устранению домкрата.

5. Выполнение при  $i_o > 1$  действий 2-4 для каждой из остальных затяжек с использованием сил  $P_i$  и элементов  $H_i(i=2,...,i_o)$ .

6. Приложение полезной нагрузки.

7. Исключение элемента  $H_i$  и приложение в соответствии с равенством (8) сил  $F_i$  (рис. 1в), каждая из которых равна по модулю и противоположна по направлению силе, с которой эта затяжка действовала на стержневую систему до момента разрыва.



Рис. 1. Схемы учета введения и разрыва канатов: а – приложение сил  $P_1$ ;

**б** – постановка элемента  $H_1$ ; **в** – приложение сил  $F_i$ 

**Fig. 1.** Rope Insertion and Rupture Accounting Diagrams: **a** – application of forces  $P_1$ ;

**6** – setting an element  $H_1$ ; **B** – application of forces  $F_i$ 

### Результаты и их обсуждение

Рассматривалась двухопорная плоская ферма стального каркаса одноэтажного здания с двумя высокопрочными канатами  $T_1$ ,  $T_2$  (рис. 2). Полагалось, что ферма раскреплена из своей плоскости по узлам соединения стержней. Материал стержней – сталь C245 (СП 16.13330.2017. «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*»). Стержни изготовлены из квадратных труб по ГОСТ 32931-2015 «Трубы стальные профильные для металлоконструкций. Технические условия» со следующими размерами поперечных сечений (*А*×*s*, мм): стержни 1, 2 – 250×9; 3, 12 – 300×10; 4 – 11 - 300×10; 13-22 - 350×12; 23-31 -200×10; 32–41 – 250×12, где А – наружный размер профиля (сторона квадрата); s – толщина стенки. Затяжки выполнены по ГОСТ 14954-80 «Канат двойной свивки типа ЛК-Р конструкции 6 19 (1+6+6/6)+7 7(1+6). Сортамент» диаметром 25 мм, маркировочная группа – 1670 Н/мм<sup>2</sup>. Разрывное силы для этих канатов должно быть не менее 395 кН. Модуль упругости для материала  $E_{K}=1,47\cdot10^{5}$ канатов МΠа (СП 16.13330.2017).





Полезная нагрузка от покрытия и снега представлена системой сил  $Q_1=120$  кН,  $Q_2=2Q_1$  Учтены соответствующие этим силам сосредоточенные массы  $m_1$ ,  $m_2$ . Принимались также во внимание силы тяжести и массы для стержней и канатов, распределенные по конструктивным элементам. Предусматривалось, что на стержневую конструкцию, установленную на строительном объекте, последовательно вводятся с преднапряжением канаты  $T_1$  и  $T_2$  с достижением в них соответственно сил 300 и 250 кН.

Вводилось 235 конечных элементов для стержней и по одному конечному элементу для канатов. Согласно работе [27], для рассматриваемой стальной конструкции принималось  $\xi$ =0,02. Для условия динамики фермы без затяжки  $T_1$  учитывалась полученная расчетным путем величина  $f_1$ =2,2 с<sup>-1</sup>. До этапа воздействия 7 временные интервалы рассматривались как условные. Их величины и коэффициент конструкционного демпфирования для динамической релаксации задавались в соответствии с выполненными в данной работе численными экспериментами по оценке условий достижения состояний, близких к стационарным. Установлено, что для имитации статического нагружения целесообразно увеличить значение β, вычисленное с помощью формулы (11), в 50 раз. При этом для практического устранения динамических эффектов после приложения сил тяжести от элементов несущей конструкции достаточно использовать временной интервал, равный 10-ти периодам первой формы собственных колебаний. После каждого преднапряжения каната или приложения полезной нагрузки целесообразно проводить расчет до следующего воздействия в течение интервала времени, равного 20-30 таким периодам. Расчеты показали обеспечение при выполнении этих условий устойчивости процесса численного интегрирования в методе Ньюмарка для задач рассматриваемого типа.

На рис. 3 приведен полученный график изменения вертикального пере-

мещения  $W_L$  узла L в зависимости от времени при шаге интегрирования  $\Delta t$ =0,01 с, рис. 4, 5 – соответствующие графики для сил в затяжках. Отметим, что уменьшение шага интегрирования в 10 раз не приводило к сколько-нибудь существенной корректировке результатов расчетов. В динамическом процессе силы в канате  $T_2$  не превысили разрывного усилия, а напряжения в стержнях – предела текучести материала, что указывает на обеспечение ремонтопригодности конструкции по результатам аварийного воздействия.

Как видно из рис. 3-5, вычислительный процесс позволил оценить влияние на деформирование конструкции всех рассматриваемых силовых воздействий. На графиках, приведенных на этих рисунках, указаны участки достижения установившихся результатов для следующих процессов: 1 - действие сил тяжести фермы; 2 - пред $напряжение затяжки <math>T_1$ ; 3 – преднапряжение затяжки  $T_2$ ; 4 — приложение полезной нагрузки. Позиция 1 для затяжки  $T_1$  и позиции 1, 2 для затяжки  $T_2$  отражают отсутствие этих элементов в несущей системе. Позициями 5 обозначены затухающие колебательные движения, вызванные обрывом каната  $T_1$ .

#### Выводы

Предложенная вычислительная схема позволяет рассчитать деформации плоских стальных ферм, предварительно напрягаемых с помощью высокопрочных затяжек, с учетом возможности возникновения аварийной ситуации в виде локального разрушения. Методология исследований предполагает математическое моделирование с помощью метода конечных элементов преднапряжений, приложений нормативных нагрузок и динамического поведения несущей системы при запроектном воздействии.



Рис. 3. Вертикальное перемещение узла L в зависимости от времени

Fig. 3. Vertical movement of node L depending on the time



Рис. 4. Изменение силы S<sub>1</sub> в затяжке T<sub>1</sub> в зависимости от времени





**Рис. 5.** Изменение силы  $S_2$  в затяжке  $T_2$  в зависимости от времени **Fig. 5.** Changing of force  $S_2$  in cable  $T_2$  depending on the time

На основе метода Ньюмарка построена процедура численного интегрирования уравнений динамического равновесия конструктивной системы с рассмотрением ее положений в отклоненных состояниях. При этом принимается во внимание геометрически и конструктивно нелинейное поведение объекта. Работоспособность сформулированного алгоритма подтверждена на основе численного эксперимента для аварийной ситуации в двухопорной ферме, снабженной двумя затяжками.

#### Список литературы

1. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion // *Case Studies in Construction Materials.* 2019. №11. P. e00264. https://doi.org/ 10.1016/j.cscm.2019.e00264.

2. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century / F. Parisi, J.M. Adam, J. Sagaseta, X. Lu // *Engineering Structures*. 2018. № 173. P. 122-149. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082.

3. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Клюева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский. М.: АСВ, 2004. 216 с.

4. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях / В.И. Колчунов, Н.Б. Андросова, Н.В. Клюева, А.С. Бухтиярова. М.: АСВ, 2014. 208 с.

5. Fengwei S., Wang L., Dong S. Progressive collapse assessment of the steel momentframe with composite floor slabs based on membrane action and energy equilibrium // *The Open Construction and Building Technology Journal*. 2017. №11(1). P. 200-215. https:// doi.org/10.2174/1874836801711010200.

6. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability // *Magazine of Civil Engineering*. 2018. №80(4). P. 73-80. https://doi.org/ 10.18720/MCE.80.7.

7. Напряженно-деформированное состояние высотного здания при ветровом воздействии и прогрессирующем обрушении / А.А. Семенов, И.А. Порываев, Д.В. Кузнецов, Т.Х. Нгуен, А.С. Саитгалина, Е.С. Трегубова // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2017. №59(8). С. 7-26. https://doi.org/10.18720/CUBS.59.1.

8. Travush V.I., Fedorova N.V. Survivability of structural systems of buildings with special effects // *Magazine of Civil Engineering*. 2018. 81(5). P. 73–80. https:// doi.org/ 10.18720/MCE.81.8.

9. Серпик И.Н., Мироненко И.В. Методика оценки нагруженности конструкций при запроектных воздействиях с учетом нелинейной работы материалов // Строительство и реконструкция. 2012. №42(4). С. 54-60.

10. Progressive collapse analysis of steel frame structure based on the energy principle / C.H. Chen, Y.F. Zhu, Y. Yao, Y. Huang // *Steel and Composite Structures*. 2016. №21(3). P. 553-571. http://dx.doi.org/10.12989/scs.2016.21.3.553.

11. Szyniszewski S., Krauthammer T. Energy flow in progressive collapse of steel framed buildings // *Engineering Structures*. 2012. №42. P. 142-153. http://doi.org/ 10.1016/j.engstruct.2012.04.014.

12. Gerasimidis S., Sideri J. A new partial-distributed damage method for progressive collapse analysis of steel frames // Journal of Constructional Steel Research. 2016. №119. P. 233245. http:// doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.12.012.

Известия Юго-Западного государственного университета / Proceedings of the Southwest State University. 2021; 25(2): 35-50

13. Kim H.S., Ahn J.G., Ahn H.S. Numerical simulation of progressive collapse for a reinforced concrete building // *Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering*. 2013. №7(4). P. 272-275. http://doi.org/10.5281/zenodo.1060737.

14. Анализ в геометрически, физически и конструктивно нелинейной постановке динамического поведения плоских рам при запроектных воздействиях / И.Н. Серпик, Н.С. Курченко, А.В. Алексейцев, А.А. Лагутина // Промышленное и гражданское строительство. 2012. №10. С. 49-51.

15. An evaluation of modeling approaches and column removal time on progressive collapse of building / D. Stephen, D. Lam, J. Forth, J. Ye, K.D. Tsavdaridis // *Journal of Constructional Steel Research*. 2019. No153. P. 243-253. http://doi.org/10.1016/J.JCSR.2018.07.019.

16. Серпик И.Н., Алексейцев А.В. Оптимизация рамных конструкций с учетом возможности запроектных воздействий // Инженерно-строительный журнал. 2013. №44(9). С. 23-29. http://doi.org/10.5862/MCE.44.3.

17. Elsanadedy H.M., Almusallam T.H., Al-Salloum Y.A., Abbas H. Investigation of precast RC beam-column assemblies under column-loss scenario // *Construction and Build-ing Materials*. 2017. №142. P. 552-571. http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.120.

18. Tsai M.-H. An approximate analytical formulation for the rise-time effect on dynamic structural response under column loss // *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. 2018. №18(3). P. 1850038. http://doi.org/10.1142/s0219455418500384.

19. Feng D.-C., Wang Z., Wu G. Progressive collapse performance analysis of precast reinforced concrete structures // *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. 2019. №28(5). P. e1588. https://doi.org/10.1002/tal.1588.

20. Ventura A., De Biagi V., Chiaia B. Structural robustness of RC frame buildings under threat-independent damage scenarios // *Structural Engineering and Mechanics*. 2018. № 6(65). P. 689-698. https://doi.org/10.12989/sem.2018.65.6.689.

21. Mohamed O., Khattab R. Assessment of progressive collapse resistance of steel structures with moment resisting frames // *Buildings*. 2019. №9(1). P. 19. https://doi.org/ 10.3390/buildings9010019.

22. Failure simulation of a RC multi-storey building frame with prestressed girders / V.I. Kolchunov, N.V. Fedorova, S.Yu. Savin, V.V. Kovalev, T.A. Iliushchenko // Magazine of Civil Engineering. 2019. №92(8). P. 155-162. https://doi.org/10.18720/MCE.92.13.

23. Numerical investigation of progressive collapse of a multispan continuous bridge subjected to vessel collision / H. Jiang, J. Wang, M.G. Chorzepa, J. Zhao // *Journal of Bridge Engineering*. 2017. №22(5). P. 04017008. https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001037.

24. Comparison of various procedures for progressive collapse analysis of cable-stayed bridges / J. Cai, Y. Xu, L. Zhuang, J. Feng, J. Zhang // Journal of Zhejiang University SCIENCE A. 2012. №13(5). P. 323-334. https://doi.org/10.1631/jzus.a1100296.

25. Bathe K.J. Finite element procedures. Watertown, MA, USA, 2016.

26. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., Fox D. The finite element method for solid and structural mechanics. Elsevier, Oxford, 2014.

27. Papageorgiou A.V., Gantes C.J. Equivalent modal damping ratios for concrete/steel mixed structures // *Computers & Structures*. 2010. № 88(19-20). P. 1124-1136. http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruc.2010.06.014.

#### References

1. Abdelwahed B. A review on building progressive collapse, survey and discussion. *Case Studies in Construction Materials*, 2019, no. 11, pp. e00264. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2019.e00264.

2. Parisi F., Adam J.M., Sagaseta J., Lu X. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*, 2018, no. 173, pp. 122-149. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082.

3. Geniyev G.A., Kolchunov V.I., Klyuyeva N.V., Nikulin A.I., Pyatikrestovskiy K.P. *Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnykh konstruktsii pri zaproektnykh vozdeistviyakh* [Strength and deformability of reinforced concrete structures under design impacts]. Moscow, ASV Publ., 2004. 216 p. (In Russ.).

4. Kolchunov V.I., Androsova N.B., Klyuyeva N.V., Bukhtiyarova A.S. *Zhivuchest' zdanii i sooruzhenii pri zaproektnykh vozdeistviyakh* [Survivability of buildings and structures under beyond design impacts]. Moscow, ASV Publ., 2014. 208 p. (In Russ.).

5. Fengwei S., Wang L., Dong S. Progressive collapse assessment of the steel momentframe with composite floor slabs based on membrane action and energy equilibrium. *The Open Construction and Building Technology Journal*, 2017, no. 11(1), pp. 200-215. https:// doi.org/10.2174/1874836801711010200.

6. Kolchunov V.I., Savin S.Yu. Survivability criteria for reinforced concrete frame at loss of stability. *Magazine of Civil Engineering*, 2018, no. 80(4), pp. 73-80. https://doi.org/10.18720/MCE.80.7.

7. Semenov A.A., Poryvayev I.A., Kuznetsov D.V., Nguyen T.Kh., Saitgalina A.S., Tregubova Ye.S. Napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie vysotnogo zdaniya pri vetrovom vozdeistvii i progressiruyushchem obrushenii [Stress-strain state of high-rise building under wind load and progressive collapse]. *Stroitel'stvo unikal'nykh zdaniy i sooruzheniy = Construction of Unique Buildings and Structures*, 2017, no. 59(8), pp. 7-26 (In Russ). https://doi.org/10.18720/CUBS.59.1.

8. Travush V.I., Fedorova N.V. Survivability of structural systems of buildings with special effects. *Magazine of Civil Engineering*, 2018, no. 81(5), pp. 73–80. https://doi.org/10.18720/MCE.81.8.

9. Serpik I.N., Mironenko I.V. Metodika otsenki nagruzhennosti konstruktsii pri zaproektnykh vozdeistviyakh s uchetom nelineinoi raboty materialov [The method for esti-

mation of stress loading of structures at emergency actions with account of materials nonlinearity]. *Stroitel'stvo i rekonstruktsiya = Construction and Reconstruction*, 2012, no. 42(4), pp. 54-60 (In Russ).

10. Chen C.H., Zhu Y.F., Yao Y., Huang Y. Progressive collapse analysis of steel frame structure based on the energy principle. *Steel and Composite Structures*, 2016, no. 21(3), pp. 553-571. http://dx.doi.org/10.12989/scs.2016.21.3.553.

11. Szyniszewski S., Krauthammer T. Energy flow in progressive collapse of steel framed buildings. *Engineering Structures*, 2012, no. 42, pp. 142-153. http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.014.

12. Gerasimidis S., Sideri J. A new partial-distributed damage method for progressive collapse analysis of steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 2016, no. 119, pp. 233245. http://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.12.012.

13. Kim H.S., Ahn J.G., Ahn H.S. Numerical simulation of progressive collapse for a reinforced concrete building. *Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 2013, no. 7(4), pp. 272-275. http://doi.org/10.5281/zenodo.1060737.

14. Serpik I.N., Kurchenko N.S., Alekseytsev A.V., Lagutina A.A. Analiz v geometricheski, fizicheski i konstruktivno nelineinoi postanovke dinamicheskogo povedeniya ploskikh ram pri zaproektnykh vozdeistviyakh [Analysis of the dynamic behavior of plane frames at emergency actions considering geometrical, material and structural nonlinearities]. *Promyshlennoye i grazhdanskoye stroitel'stvo = Industrial and Civil Engineering*, 2012, no. 10, pp. 49-51 (In Russ.).

15. Stephen D., Lam D., Forth J., Ye J., Tsavdaridis K.D. An evaluation of modeling approaches and column removal time on progressive collapse of building. *Journal of Constructional Steel Research*, 2019, no. 153, pp. 243-253. http://doi.org/10.1016/J.JCSR.2018.07.019.

16. Serpik I.N., Alekseytsev A.V. Optimizatsiya ramnykh konstruktsii s uchetom vozmozhnosti zaproektnykh vozdeistvii [Optimization of frame structures with possibility of emergency actions]. *Inzhenerno-stroitel'nyy zhurnal = Magazine of Civil Engineering*, 2013, no. 44(9), pp. 23-29 (In Russ). http://doi.org/10.5862/MCE.44.3.

17. Elsanadedy H.M., Almusallam T.H., Al-Salloum Y.A., Abbas H. Investigation of precast RC beam-column assemblies under column-loss scenario. *Construction and Building Materials*, 2017, no. 142, pp. 552-571. http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.120.

18. Tsai M.-H. An approximate analytical formulation for the rise-time effect on dynamic structural response under column loss. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2018, no. 18(3), pp. 1850038. http://doi.org/10.1142/s0219455418500384.

19. Feng D.-C., Wang Z., Wu G. Progressive collapse performance analysis of precast reinforced concrete structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2019, no. 28(5), pp. e1588. https://doi.org/10.1002/tal.1588.

20. Ventura A., De Biagi V., Chiaia B. Structural robustness of RC frame buildings under threat-independent damage scenarios. *Structural Engineering and Mechanics*, 2018, no. 6(65), pp. 689-698. https://doi.org/10.12989/sem.2018.65.6.689.

21. Mohamed O., Khattab R. Assessment of progressive collapse resistance of steel structures with moment resisting frames. *Buildings*, 2019, no. 9(1), pp. 19. https://doi.org/10.3390/buildings9010019.

22. Kolchunov V.I., Fedorova N.V., Savin S.Yu., Kovalev V.V., Iliushchenko T.A. Failure simulation of a RC multi-storey building frame with prestressed girders. *Magazine of Civil Engineering*, 2019, no. 92(8), pp. 155-162. https://doi.org/10.18720/MCE.92.13.

23. Jiang, H., Wang, J., Chorzepa, M. G., Zhao, J. Numerical investigation of progressive collapse of a multispan continuous bridge subjected to vessel collision. *Journal of Bridge Engineering*, 2017, no. 22(5), pp. 04017008. https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001037.

24. Cai J., Xu Y., Zhuang L., Feng J., Zhang J. Comparison of various procedures for progressive collapse analysis of cable-stayed bridges. *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, 2012, no. 13(5), pp. 323-334. https://doi.org/10.1631/jzus.a1100296.

25. Bathe K.J. Finite element procedures. Watertown, MA, USA, 2016.

26. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., Fox D. The finite element method for solid and structural mechanics. Elsevier, Oxford, 2014.

27. Papageorgiou A.V., Gantes C.J. Equivalent modal damping ratios for concrete/steel mixed structures. *Computers & Structures*, 2010, no. 88(19-20), pp. 1124-1136. http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruc.2010.06.014.

### Информация об авторах / Information about the Authors

#### Серпик Игорь Нафтольевич,

доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой прикладной механики и физики, Брянский государственный инженерно-технологический университет, г. Брянск, Российская Федерация, e-mail: inserpik@gmail.com

#### Тарасова Наталья Владимировна,

старший преподаватель, аспирант, Брянский государственный инженерно-технологический университет, г. Брянск, Российская Федерация, e-mail: tarasova\_natalie@mail.ru

**Igor N. Serpik,** Dr. of Sci. (Engineering), Professor, Head of the Applied Mechanics and Physics,Department, Bryansk State Engineering Technological University, Bryansk, Russian Federation, e-mail: inserpik@gmail.com

Natalya V. Tarasova, Senior Lecturer, Post-Graduate Student, Bryansk State Engineering Technological University, Bryansk, Russian Federation, e-mail: tarasova natalie@mail.ru