

Интернет-журнал «Транспортные сооружения» / Russian Journal of Transport Engineering <https://t-s.today>

2023, Том 10, № 4 / 2023, Vol. 10, Iss. 4 <https://t-s.today/issue-4-2023.html>

URL: <https://t-s.today/PDF/05SATS423.pdf>

DOI: 10.15862/05SATS423 (<https://doi.org/10.15862/05SATS423>)

2.1.8. Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей (технические науки)

Определение количественных показателей надежности сталежелезобетонной балки с учетом накопления усталостных повреждений в гибких штыревых упорах

¹Козак Н.В., ¹Сыров А.В., ¹Быстров В.А., ¹Ярошутин Д.А., ²Шестовицкий Д.А.

¹ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет», Санкт-Петербург, Россия

²ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I», Санкт-Петербург, Россия

Автор, ответственный за переписку: Козак Николай Викторович, e-mail: kozak.spbgasu@gmail.com

Аннотация. Надежность является одним из важнейших свойств автодорожных мостов ввиду степени их ответственности и стратегического значения для транспортной системы. Для широко распространенных в настоящее время сталежелезобетонных мостов остается не в полной мере изученным вопрос зависимости общей надежности их конструкции от состояния элементов объединения стальных балок и железобетонной плиты. Авторами проведено численное моделирование накопления усталостных повреждений в элементах объединения сталежелезобетонной балки от воздействия циклических временных нагрузок и проанализировано влияние данного процесса на общую надежность конструкции. На основании данных предыдущих исследований предложена модель связи сдвиговой жесткости элемента объединения и величины накопленного им повреждения. Предложен и апробирован на модели разрезного сталежелезобетонного пролетного строения алгоритм проведения нелинейного конечно-элементного расчета с учетом снижения жесткости элементов объединения. Предложена методика подбора эквивалентной временной нагрузки для моделирования накопления процесса усталостных повреждений от транспортного потока. С целью оптимизации использования вычислительных ресурсов предложено

использовать кластеризацию процесса нагружения на укрупненные группы циклов и определен рациональный размер данной группы. Проведен численный эксперимент на модели разрезной сталежелезобетонной балки с разным количеством циклов нагружений (от 1 нагружения до 100 млн циклов нагружения) по определению индексов надежности β в предположении изменчивости двух параметров — расчетного сопротивления стали и величины временной нагрузки. Для вероятностного анализа был использован метод FORM (First Order Reliability Method, метод определения надежности первого порядка). Результаты исследования показали, что накопление усталостных повреждений в элементах объединения сталежелезобетонных пролетных строений оказывает значительное влияние как на несущую способность балок пролетного строения, так и на количественные показатели надежности конструкции (повышение вероятности отказа конструкции, снижении индекса надежности β).

Ключевые слова: мост; сталежелезобетон; элемент объединения; гибкий штыревой упор; надежность; усталость; выносливость; индекс надежности; вероятность отказа; FORM

Quantitative reliability measures determination of a steel-reinforced concrete beam taking into account fatigue damage accumulation in flexible pin stops

¹Nikolai V. Kozak, ¹Anton V. Syrkov,
¹Vladimir A. Bystrov, ¹Dmitry A. Yaroshutin, ²Dmitriy A. Shestovitskiy

¹Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, Saint Petersburg, Russia

²Emperor Alexander I Saint Petersburg State Transport University, Saint Petersburg, Russia

Corresponding author: Nikolai V. Kozak, e-mail: kozak.spbgasu@gmail.com

Abstract. Reliability is one of the most important properties of road bridges due to their degree of responsibility and strategic importance for the transport system. For steel-reinforced concrete bridges, which are widespread nowadays, the question of their overall structure reliability dependence on the element's condition of steel beam and reinforced concrete slab connection remains not fully studied. The authors have performed fatigue damage accumulation numerical modelling in the conjunction elements of steel-reinforced concrete beam from the cyclic temporary loads influence and analysed this process influence on the overall structure reliability. Based on the previous studies data, a relationship model between the conjunction element shear rigidity and the amount of damage accumulated by it is proposed. The nonlinear finite element calculation algorithm with regard to the conjunction element's rigidity reduction is proposed and tested on the model of the steel-reinforced concrete superstructure. The selection method of the equivalent time load for modelling the accumulation of fatigue damage process from traffic flow is proposed. In order to optimise the computational

resources used it is proposed to use loading process clusterization into enlarged cycles groups and the rational group size is determined. A numerical experiment on the simply supported steel reinforced concrete beam model with different loading cycles number (from 1 loading to 100 million loading cycles) to determine the reliability index β under the assumption of variability of two parameters — design steel resistance and the value of temporary load. FORM (First Order Reliability Method) was used for probabilistic analysis. The study results have shown that the accumulation of fatigue damage in the elements of steel-reinforced concrete superstructures has a significant effect both on the load-bearing capacity of the superstructure beams and on the quantitative indicators of structural reliability (increase in the probability of structural failure, decrease in the reliability index β).

Keywords: bridge; steel reinforced concrete; conjunction element; flexible pin stop; reliability; fatigue; endurance; reliability index; failure probability; FORM

Данная статья доступна по лицензии Creative Commons “Attribution” («Атрибуция») 4.0 Всемирная

This article is available under the Creative Commons “Attribution” 4.0 Global License



Введение

Introduction

Надежность является одним из важнейших свойств автодорожных мостов ввиду степени их ответственности и стратегического значения для транспортной системы. Для широко распространенных в настоящее время сталежелезобетонных мостов до сих пор остается не в полной мере изученным вопрос зависимости общей надежности их конструкции от состояния элементов объединения стальных балок и железобетонной плиты (рис. 1). В предыдущих работах авторами были рассмотрены вопросы выносливости элементов объединения [1]; экспериментальное исследование показало, что при высокой интенсивности движения тяжелых транспортных средств существуют значительные риски разрушения гибких штыревых упоров ввиду накопления ими усталостных повреждений. Далее были проведены численные эксперименты по моделированию отказов отдельных предварительно определенных групп элементов объединения и качественной оценке влияния этих отказов на проверки конструкции по I и II группам предельных состояний [2]. Развитием данного исследования представляется проведение моделирования постепенного естественного отказа элементов объединения (без предопределенных групп) и определение количественных параметров надежности конструкций.

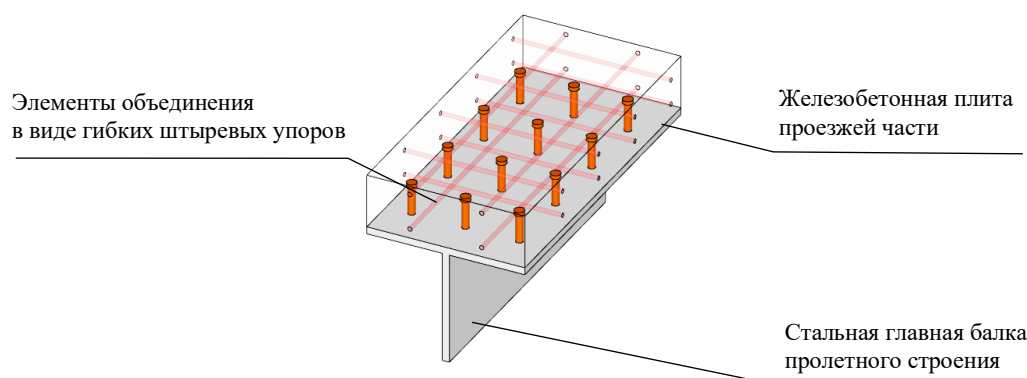


Рисунок 1. Элементы объединения в виде
гибких штыревых упоров (разработан авторами)

Figure 1. Conjunction elements in the flexible pin stops form (designed by the authors)

Согласно ГОСТ 27751-2014¹, определение надежности строительных конструкций дается как способность сооружения или элемента конструкции соответствовать установленным требованиям в течении всего срока службы. Более полным видится определение, приведенное в

¹ ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований / СПб: Кодекс, 2001. — 1 электрон. носитель. — 2015.

первоисточнике стандарта НСР ЕН 1990-2011², где имеется дополнение: «Надежность обычно выражается в вероятностных терминах». В работе³ предложено определение надежности объекта как свойства объекта выполнять свои функции в заданном режиме в течение заданного срока с заданной вероятностью. Таким образом, надежность строительной конструкции определяется тремя параметрами:

- режимом работы;
- заданным (проектным) сроком эксплуатации;
- мерой требуемой надежности.

В общем случае, режим работы определяется функцией строительной конструкции и воспринимаемыми нагрузками, а срок службы определяется заказчиком или нормируется документально.

Третий параметр, мера требуемой надежности, значительно более труден в определении. Наиболее распространенной и простой в употреблении мерой в настоящее время является индекс надежности β (reliability index) [3], или показатель вероятности отказа, определяемый в общем случае по формуле (1):

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f), \quad (1)$$

где Φ^{-1} — инверсия стандартного нормального распределения; p_f — плотность вероятности отказа.

Для наглядности, в частном случае нормальных распределений двух величин, индекс надежности может определяться по формуле (2):

$$\beta = \frac{\Phi_M}{\sigma_\Phi} = \frac{(X_{\text{пред,М}} - X_M)}{\sqrt{\sigma_{X_{\text{пред,М}}}^2 + \sigma_{X_M}^2}}, \quad (2)$$

где Φ_M — функция надежности по средним значениям величин; $X_{\text{пред,М}}$ и X_M — средние значения величин $X_{\text{пред}}$ и X соответственно; $\sigma_{X_{\text{пред,М}}}$ и σ_{X_M} — стандартные отклонения величин $X_{\text{пред}}$ и X соответственно.

В настоящее время в отечественных нормах проектирования (СП 35.13330.2011⁴) параметр меры надежности ни в виде индекса надежности, ни в каком-либо другом явном виде не фигурирует, имеется лишь градация сооружений по классам (ГОСТ 27751-2014, классы КС-1, КС-2, КС-3), выражающим приблизительную степень вероятной тяжести последствий для определенных типов сооружений, но не вероятность их

² НСР ЕН 1990-2011 Еврокод 0: Основы проектирования сооружений.

³ Васильев А.И. Основы теории надежности мостов: Учебное пособие / А.И. Васильев. — М.: МАДИ, 2021. — 96 с.

⁴ СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* (с Изменениями N 1, 2, 3) / СПб: Кодекс, 2001. — 1 электрон. носитель. — 2011.

безотказной работы [4]. Описание методов численной оценки надежности с использованием индекса надежности β присутствует в ГОСТ Р ИСО 2394-2016⁵, однако связь классов и численных параметров в документе не определена. В НСР ЕН 1990-2011 (равно как и в родительском EN 1990⁶) для сооружений были определены классы последствий (СС3, СС2, СС1), соответствующие классам надежности (RC3, RC2, RC1), для которых приведены минимальные значения численного индекса надежности β (целевые индексы).

В современных европейских нормах проектирования (EN 1990) указаны базовые целевые индексы надежности в зависимости от класса надежности сооружения, при этом отдельно указано, что минимальный индекс для вновь проектируемых сооружений должен быть не менее $\beta = 3,8$. Мостовые сооружения в зависимости от сложности конструкций и длины пролетов относятся ко 2 (базовому) классу или к 3 (повышенному) классу, причем для базового класса целевые показатели выделены отдельно для каждого из предельных состояний. Целевые значения индексов надежности мостовых сооружений приведены в таблице 1 для периодов в 1 год и в 50 лет.

В ряде работ [5–7] отмечается, что целевые индексы надежности могут назначаться заказчиками отличными от указанных в нормах на основании собственных стратегий управления эксплуатацией мостовых сооружений. Для особых условий эксплуатации целевые индексы могут быть определены по результатам предварительных исследований с научным сопровождением [8–10].

В случае использования индекса надежности в качестве меры требуемой надежности конструкции условие надежности может быть представлено в виде формулы 3:

$$\beta_{\text{факт}} \geq [\beta], \quad (3)$$

где $[\beta]$ — целевой индекс надежности; $\beta_{\text{факт}}$ — фактический индекс надежности конструкции.

Для оценки надежности конструкции могут быть использованы различные методы; в работе [11] предложена классификация методов оценки надежности по их уровню, по точности результатов и по используемому алгоритму аппроксимации. Для решения инженерных задач наибольший интерес из них представляют методы Монте-Карло и методы FORM (First Order Reliability Method, метод определения надежности первого порядка) и SORM (Second Order Reliability Method,

⁵ ГОСТ Р ИСО 2394-2016 Конструкции строительные. Основные принципы надежности. — 2017.

⁶ EN 1990 (2002) (English): Eurocode — Basis of structural design.

метод определения надежности второго порядка), позволяющие численно определять индексы надежности β с использованием современных программ конечно-элементного анализа.

Таблица 1 / Table 1

Целевые значения индексов надежности мостовых сооружений

Target values of bridge structures reliability index

Класс надежности <i>Reliability category</i>	Условия отнесения к классу <i>Conditions for category assignment</i>	Предельное состояние <i>Limit state</i>	Целевое (минимальное) значение индекса надежности β <i>Target (minimum) reliability index value</i>	
			период 1 год <i>period 1 year</i>	период 50 лет <i>period of 50 years</i>
RC3 (повышенный) <i>RC3 (heightened)</i>	Новые (не апробированные) технологии; Пролет > 200 м; Консоль > 20 м; Объекты жизнеобеспечения городов <i>New (not tested) technologies Span > 200 m Cantilever > 20 m Urban critical infrastructure facilities</i>	Все <i>All</i>	5,2	4,3
RC2 (базовый) <i>RC2 (basic)</i>		Несущая способность (I ГПС*) <i>Load-bearing capacity of limit state group</i>	4,7	3,8
		Усталость <i>Fatigue</i>		1,5–3,8
		Эксплуатационная пригодность (II ГПС*) <i>Serviceability of limit state group</i>	2,9	1,5

* Примечание: ГПС — группа предельных состояний. Составлена авторами / * Note: LSG is a group of limit states. Developed by the authors

Конечная цель данного исследования заключается в исследовании влияния возможных отказов (усталостных разрушений) элементов объединения из-за накопления ими усталостных повреждений на надежность сталежелезобетонных строений путем отслеживания динамики изменения индекса надежности конструкций.

Для достижений цели исследования запланирован и проведен численный эксперимент на конечно-элементной модели сталежелезобетонной балки, включающий моделирование накопления повреждений в элементах объединения, влекущую за собой снижение как их жесткости, так и жесткости пролетного строения в целом. По результатам симуляции в контрольных точках с использованием вероятностных методов были определены индексы надежности конструкции и отслежена динамика их изменения в зависимости от числа наработанных циклов нагружений.

Методы

Methods

Исследуемая модель пролетного строения

Investigated superstructure model

Для проведения численного эксперимента была рассмотрена модель разрезного сталежелезобетонного пролетного строения с расчетным пролетом 33 м; схема и основные размеры пролетного строения приведены на рисунке 2, основные численные характеристики материалов приведены в таблице 2. Пролетное строение принято запроектированным под нагрузку А14, Н14. Объединение балки и плиты выполнено посредством гибких штыревых упоров, расположенных равномерно по длине балки с шагом 0,30 м попарно (всего 220 упоров на балку).

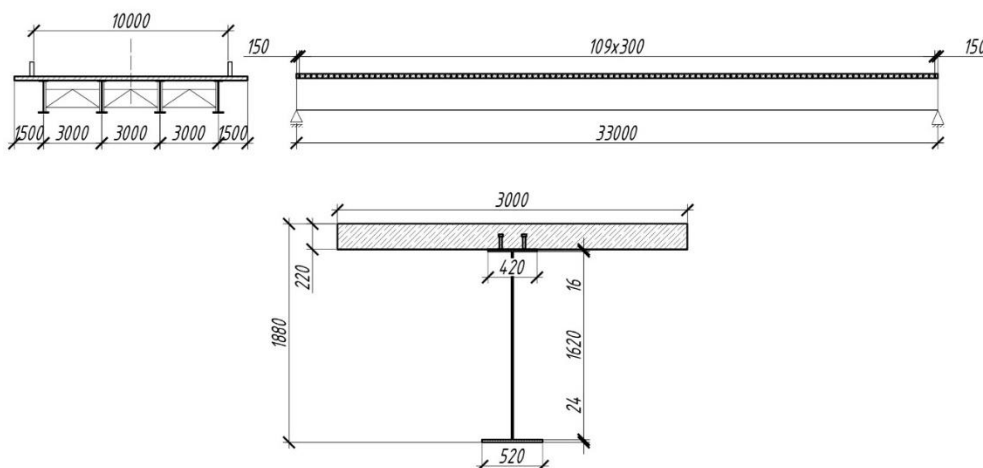


Рисунок 2. Схема и основные размеры модели пролетного строения (разработан авторами)

Figure 2. Schematic diagram and main dimensions of the superstructure model (developed by the authors)

Таблица 2 / Table 2

Основные численные характеристики пролетного строения

Main numerical superstructure characteristics

Характеристика Characteristic	Металлическая балка Steel beam	Железобетонная плита Reinforced concrete slab	Элемент объединения Conjunction element
Материал Material	15XCHД	B40 A400	092ГС
Расчетное сопротивление, МПа Design resistance, MPa	295	40	295
Модуль упругости, МПа Modulus of elasticity, MPa	206 000	34 500	206 000
Сечение Section	см. рис. 1 see fig. 1	3 000 мм×220 мм	d = 22 мм; h = 180 мм

Составлена авторами / Developed by the authors

Характеристики выносливости для моделирования процесса накопления упорами усталостных повреждений приняты в соответствии с рекомендациями⁷ и приведены в таблице 3.

Таблица 3 / Table 3

Основные характеристики выносливости для гибких штыревых упоров

Main flexible pin stops endurance characteristics

Характеристика <i>Characteristic</i>	Обозн. <i>Description</i>	Значение <i>Value</i>
Предельные размахи касательных напряжений при $N = 2 \cdot 10^6$ циклах напряжений, МПа <i>Limit spans of tangential stresses at stress cycles, MPa</i>	$\Delta\tau_c$	90
Коэффициент наклона (степень) кривой усталости <i>Slope coefficient (degree) of fatigue curve</i>	m	8
Критерий усталостного разрушения <i>Fatigue failure criteria</i>	D_{lim}	1

Составлена авторами / Developed by the authors

Для оптимизации вычислительных ресурсов в дальнейших расчетах было принято решение использовать плоскую балочную расчетную схему. Конечно-элементная модель балки пролетного строения была выполнена с использованием программного комплекса SOFiStiK (рис. 3). Объединение стальной балки и железобетонной плиты пролетного строения было выполнено с использованием упругих связей заданной жесткости; в целях оптимизации расчета была задана одна общая связь для каждой группы из двух пар упоров (всего 55 упругих связей); шаг расположения упругих связей, таким образом, составил 0,60 м. Начальная жесткость одной связи в продольном направлении в соответствии с результатами исследований [12; 13] была принята равной $K_{stiff} = n_a \cdot n_b \cdot K_1 = 2 \cdot 2 \cdot 270\,000 = 1\,080\,000$ кН/м, где n_a и n_b — количество упоров в группе вдоль и поперек балки, K_1 — сдвиговая жесткость одного упора. Условная вертикальная жесткость упругих связей была принята равной 10^8 кН/м. Трение по контакту металл-бетон в расчетной схеме не учитывалось.

В качестве нагрузок, действующих на пролетное строение, были рассмотрены постоянные нагрузки (собственный вес конструкций пролетного строения, собственный вес элементов мостового полотна), приложенные как распределенные, а также временная нагрузка для первой группы предельных состояний АК_I, включающая в себя тележку и распределенную полосовую часть. Воздействие временных нагрузок на балку задано с использованием коэффициента поперечной установки (КПУ), вычисленного по методу внецентренного сжатия.

⁷ EN 1994-2 (2005) (English): Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures — Part 2: General rules and rules for bridges. — 90 p.

EN 1993-1-9 (2005) (English): Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1–9: Fatigue.

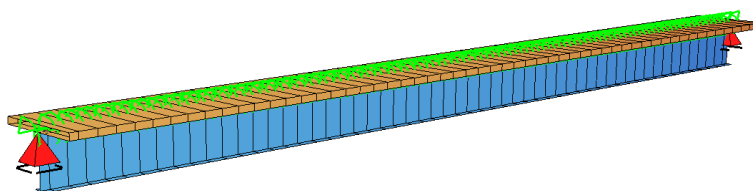


Рисунок 3. Визуализация расчетной схемы балки (разработан авторами)

Figure 3. Visualisation of the beam design scheme (developed by the authors)

Численные значения величин нагрузок приведены в таблице 4, схема поперечного расположения нагрузки в соответствии с СП 35.13330.2011 приведена на рисунке 4.

Таблица 4 / Table 4

Величины расчетных нагрузок на балку B1 пролетного строения

Calculated load value on the superstructure beam B1

Нагрузка Load	Ед. изм. Unit	Нормативное значение Standard value	γ_f	$1 + \mu$	Расчетное значение Calculation value
Постоянная: Constant:					
Собственный вес балки пролетного строения Superstructure beam own weight	кН/м kN/m	-	-	-	2,77
Собственный вес мостового полотна Bridge floor own weight	кН/м kN/m	-	-	-	12,04
Временная, для первой группы предельных состояний (AKI): Temporary, for the first limit states group (AKI):					
A14 распределенная (с учетом КПУ) A14 distributed (with an account of transverse mounting coefficient)	кН/м kN/m	$14 \cdot 0,745 = 10,43$	1,15	1,00	11,99
A14 тележка (с учетом КПУ) Carriage (with an account of transverse mounting coefficient)	кН kN	$140 \cdot 0,745 = 104,30$	1,50	1,40	219,03

Составлена авторами / Developed by the authors

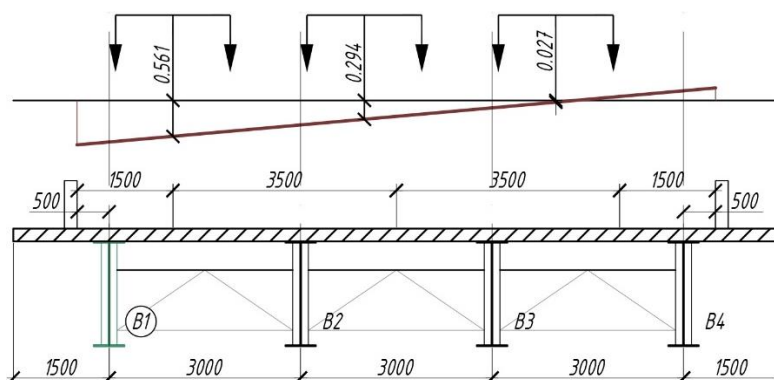


Рисунок 4. Схема поперечного расположения нагрузки АК (разработан авторами)

Figure 4. Transverse mounting scheme of AK load (developed by the authors)

Модель зависимости жесткости элементов объединения от числа циклов нагружения

Dependence model of conjunction elements rigidity on the number of loading cycles

Проведенные ранее исследования показали, что в процессе эксплуатации мостового сооружения под воздействием транспортных нагрузок режим работы гибких штыревых упоров характеризуется значительным количеством знакопеременных циклов [14; 15]. Подобный режим работ способствует накоплению элементами объединения усталостных повреждений, что, в свою очередь, сказывается на их жесткости.

Согласно результатам исследования [16], жесткость элементов объединения снижается в 2 раза при достижении всего 16 % исчерпания ресурса (рис. 5а); после этого процесс снижения жесткости замедляется и в течении всего оставшегося ресурса наблюдается плавное снижение до околонулевых значений. В работе [17] авторами было отмечено явление повышения жесткости элементов объединения в первой половине циклов, во второй половине сменяющееся резким снижением (рис. 5б). В качестве объяснения явления повышения жесткости исследователями приводится гипотеза о начальном обжатии упора окружающим бетоном. Данное явление было отмечено и в других работах.⁸

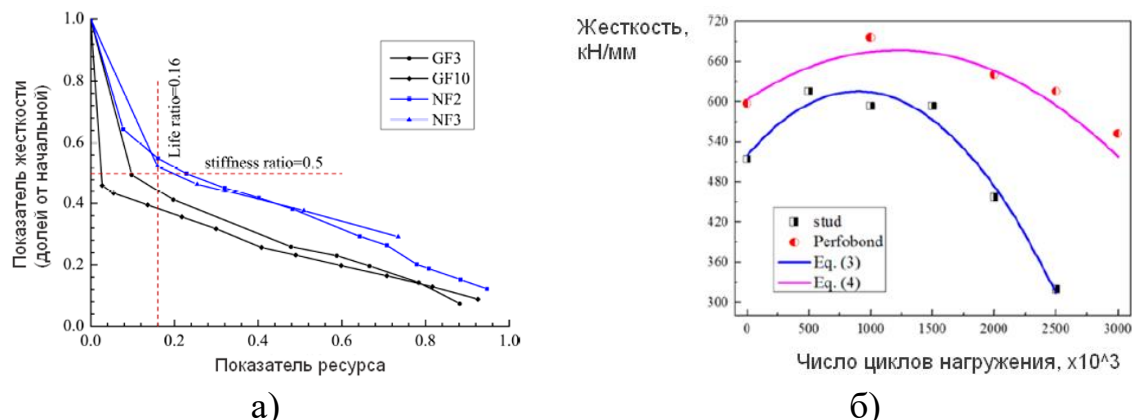


Рисунок 5. Зависимости между (а) показателем снижения жесткости и показателем использования ресурса; (б) жесткостью и числом циклов нагружения (источник: (а) — [16]; (б) — [17])

Figure 5. Dependences between (a) rigidity reduction index and resource usage index; (b) rigidity and number of loading cycles (source: (a) — [16]; (b) — [17])

Также необходимо отметить результаты исследования [18], в котором, в отличие от рассмотренных ранее, авторами был проведен эксперимент на полномасштабной модели сталежелезобетонной балки; по результатам исследования было отмечено что во всех случаях потеря

⁸ Bro M. Influence of fatigue on headed stud connectors in composite bridges: Master's thesis / M. Bro. — Sweden: Lulea University of Technology, 2004. — 138 p.

жесткости сталежелезобетонной балки к концу испытаний циклической нагрузкой составила не менее чем 20 %, что подтверждает гипотезу о снижении жесткости объединенного сечения с течением времени эксплуатации. Для текущего исследования была предложена модель зависимости сдвиговой жесткости от показателя накопления усталостных повреждений (показателя использования ресурса), основанная, в первую очередь, на результатах исследования [16]. Данная модель учитывает постепенное снижение жесткости элемента объединения и включает в себя 3 участка (рисунок 6):

1. В первые 20 % использования ресурса ($D < 0,2$, см. формулу 1) показатель жесткости линейно уменьшается с 1,00 (стандартная жесткость) до 0,50.
2. В оставшееся время до момента усталостного разрушения ($D < 1$, см. формулу 1) показатель жесткости линейно уменьшается с 0,50 до 0,01.
3. После момента усталостного разрушения элемента объединения ($D \geq 1$, см. формулу 1) с показателем жесткости 0,01 (элемент не воспринимает сдвиг).

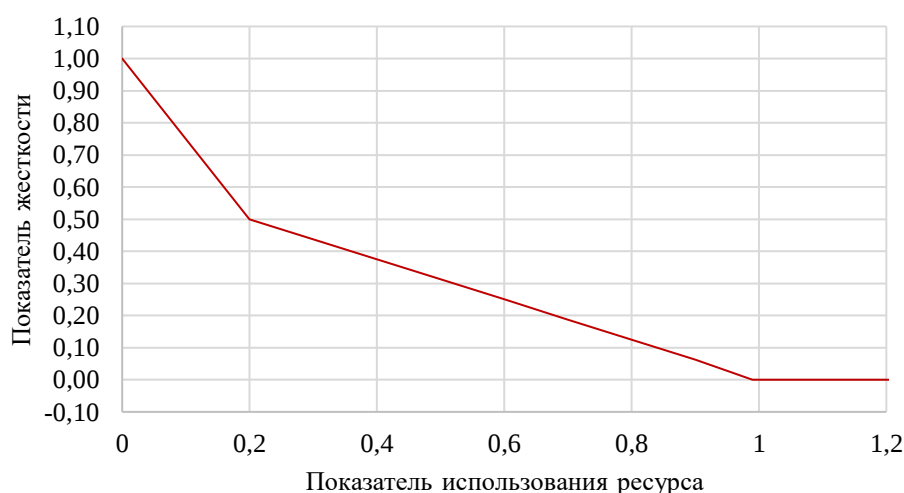


Рисунок 6. Приближенная модель зависимости показателя сдвиговой жесткости и показателя использования ресурса (разработан авторами на основе результатов исследования [15])

Figure 6. Approximate model of dependence between shear rigidity index and resource usage index (developed by the authors based on study results [15])

Накопленное элементом повреждение D в соответствии с гипотезой линейного накопления повреждений Пальмгрена-Майнера может быть определено по формуле (4):

$$D = \sum_a \frac{n_{a,i}}{N_{a,i}}, \quad (4)$$

где a — спектр возможных значений характеристики режима нагружения;
 $n_{a,i}$ — количество полных циклов величины a_i из набора спектра a ;
 $N_{a,i}$ — абсцисса кривой усталости для ординаты a_i из набора спектра a .

Данную модель рационально использовать для нелинейного расчета конструкций пролетного строения на действие циклических нагрузок с моделированием поэтапного перераспределения сдвиговых усилий, т. е. для точного моделирования процесса изменения жесткости пролетного строения со временем. Блок-схема данного алгоритма представлена на рисунке 7.

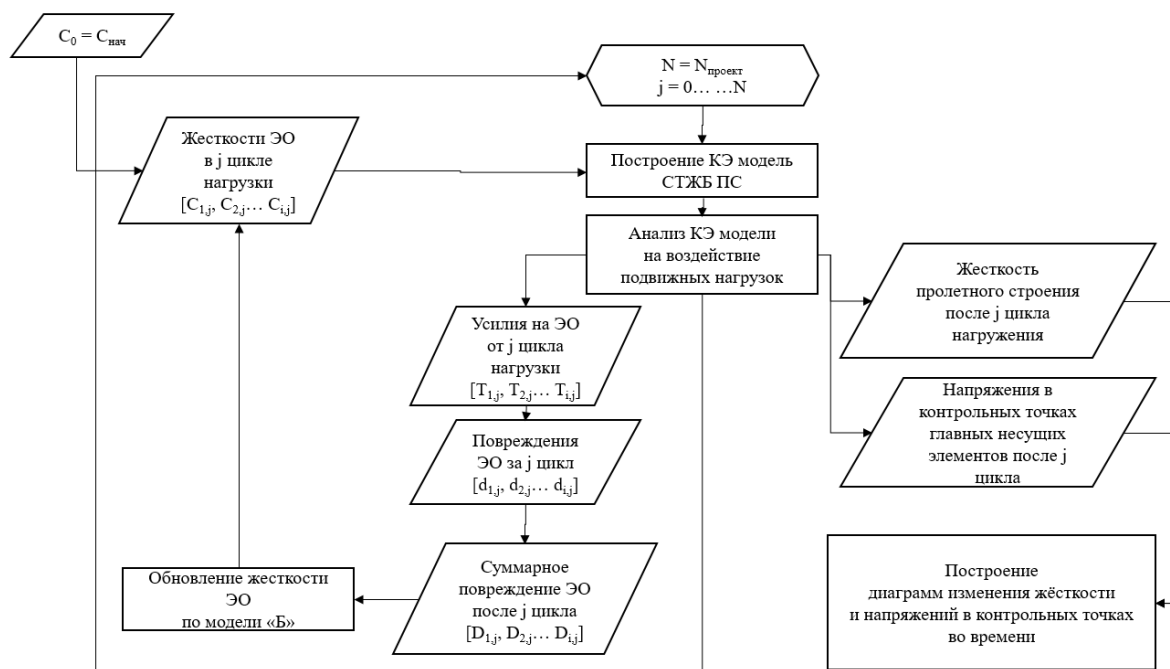


Рисунок 7. Блок-схема алгоритма моделирования процесса изменения жесткости пролетного строения со временем (разработан авторами)

Figure 7. Block diagram of the process modelling algorithm of span's rigidity change with time (developed by the authors)

Методика определения эквивалентной нагрузки

Methodology for determining the equivalent load

Важным вопросом при моделировании накопления усталостных повреждений в конструкции является величина нагрузки, используемой в цикле нагружения. Использование проектной расчетной нагрузки AK_I с классом $K = 14$ в каждом цикле представляется некорректным ввиду ее предназначенности, в первую очередь, для моделирования максимально возможной нагрузки, а не регулярно обращающейся.

Широко используемый в задачах проверки выносливости [19–21] способ с использованием наборов случайных по схеме и величине нагрузок, моделирующих реальные транспортные средства, для решения

задач в вероятной постановке представляется нерациональным, поскольку вводит статистические неопределенности иного рода, зависящие не только от особенностей объекта, но и от времени.

В качестве решения может быть рассмотрено использование эквивалентных усталостных нагрузок AK_{fat} на базе нагрузки АК с эквивалентным классом $K = K_{fat}$. Данный класс может быть определен подбором исходя из условия (5):

$$D[AK_{fat}] > D_{ср(Н)}[TrafficFlow], \quad (5)$$

где $D[AK_{fat}]$ — повреждение в исследуемом элементе за 1 проход нагрузки AK_{fat} (тележка АК с эквивалентным классом $K = K_{fat}$); $D_{ср(Н)}[TrafficFlow]$ — среднее повреждение от воздействия N нагрузок из модели транспортного потока $TrafficFlow$; при этом число рассмотренных воздействий нагрузок N должно быть значительным $N \geq 10\,000$.

В качестве модели транспортного потока могут быть рассмотрены модели на основе данных о составе движения. В случае отсутствия таких данных предлагается использовать модель потока на основе нагрузки АК с учетом задания параметров ее тележки случайным величинами; распределенная нагрузка, при этом, остается аналогичной используемой в AK_I , но с учетом $KПУ = 0,499$, вычисленного для двух полос движения без учета возможности движения по полосам безопасности. В таблице 5 приведены параметры для моделирования случайных величин $V = V_{perm} + K \cdot V_{prob}$ нагрузки АК; на рисунке 8 приведена схема к определению коэффициентов поперечной установки в вероятностной поставке ($KПУ = KПУ_1 + KПУ_2$).

Таблица 5 / Table 5

Параметры для моделирования случайных величин нагрузки АК
Parameters for modelling random load quantities AK

Параметр нагрузки <i>Load parameter</i>	Закон распределения <i>Distribution law</i>	Постоянная часть величины <i>Constant part of the value</i>	Переменная часть величины <i>Variable part of the value</i>		
			коэфф. к значениям <i>coefficient to values</i>	среднее значение <i>mean value</i>	стандартное отклонение <i>standard deviation</i>
V		V_{perm}	K	V_{prob}	
				MV	SD
Осевая нагрузка <i>Axial load</i>	логнормальный <i>lognormal</i>	0	1	140	$140 \cdot 0,2 = 28$
Динамический коэффициент <i>Dynamic coefficient</i>	логнормальный <i>lognormal</i>	1,00	0,4	1	0,5
$KПУ_1$ — левая полоса <i>KPU₁ — left lane</i>	логнормальный <i>lognormal</i>	0,329	0,076	1,0	0,3
$KПУ_2$ — правая полоса <i>KPU₂ — right band</i>	логнормальный <i>lognormal</i>	0,169	-0,076	1,0	0,3

Составлена авторами / Developed by the authors

Моделирование нагружения конструкции нагрузками АК со случайными параметрами по методу Монте-Карло производилось с использованием модуля RELY в программном комплексе SOFiSTiK. Было произведено 10 000 симуляций, по результатам которых было определено среднее значение максимального повреждения за один проход нагрузки $D_{\text{сред}(N)}[\text{TrafficFlow}] = 1,462 \cdot 10^{-7}$. Для подбора эквивалентного класса K_{fat} нагрузки АК_{fat} была построена диаграмма зависимости величины максимального повреждения в упорах от класса проходящей нагрузки (рис. 9).

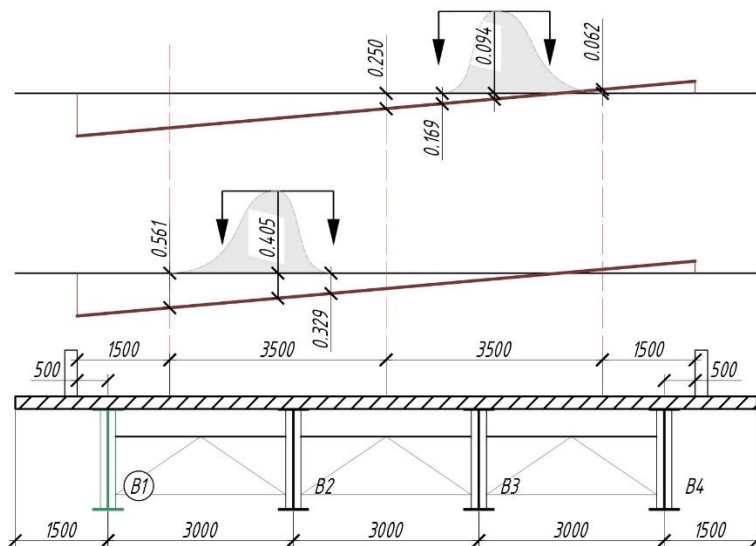


Рисунок 8. Схема к определению коэффициентов поперечной установки в вероятностной поставке (разработан авторами)

Figure 8. Diagram to determination of transverse mounting coefficients in probabilistic delivery (developed by the authors)

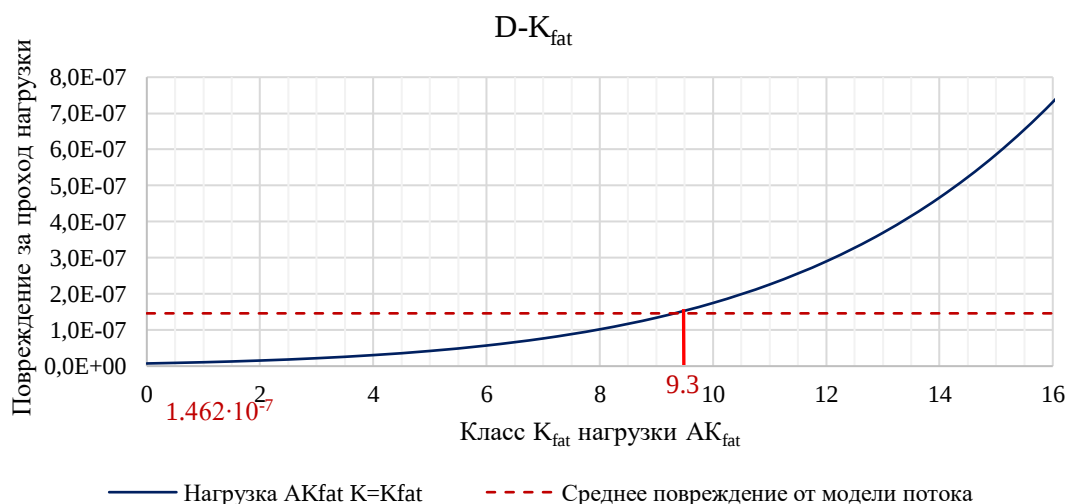


Рисунок 9. Диаграмма зависимости величины максимального повреждения в упорах от класса проходящей нагрузки (разработан авторами)

Figure 9. Diagram of the dependence of the maximum damage magnitude in the stops on the class of the passing load (developed by the authors)

По результатам сопоставления был определен эквивалентный класс $K_{fat} = 9,3$. В дальнейших расчетах для моделирования процесса накопления повреждений в упорах будет использована нагрузка AK_{fat} .

Кластеризация циклов нагружения

Loading cycles clusterization

Очевидно, что расчет с непосредственным моделированием каждого цикла из истории нагружения, число которых за период эксплуатации исчисляется десятками и сотнями миллионов, потребует значительных и совершенно нереальных в текущих условиях временных и вычислительных ресурсов. В целях оптимизации процесса представляется рациональным рассматривать в каждой итерации нелинейного расчета некоторый кластер из N нагружений, предполагая режим работы внутри кластера идентичным.

Для определения оптимального размера кластера была запланирована серия нелинейных расчетов конструкций балки на воздействие эквивалентной усталостной нагрузки AK_{fat} на протяжении 200 млн циклов нагружений с разбивкой циклов на кластеры различной величины. В качестве исследуемого параметра PF_1 была выбрана разница между расчетным сопротивлением металла и расчетными напряжениями в нижней фибре стальной балки в середине пролета (условие первой группы предельных состояний, формула 6) от расчетной нагрузки AK_I .

$$PF_1 = R_y - \sigma, \quad (6)$$

где $R_y = 295 \text{ МПа}$ — расчетное сопротивление стали; σ — максимально напряжение в нижней фибре в середине пролета от «прохода» нагрузки.

Таблица 6 / Table 6

Характеристики вариантов кластеров

Cluster variants characteristics

Размер кластера <i>Cluster size</i>	Число итераций на 100 млн циклов <i>Number of iterations per million cycles</i>	Продолжительность временного интервала (при интенсивности 2 000 ед./сут.) <i>Duration of time interval (at intensity of 2 000 units/day)</i>
$N = 10\,000 = 1 \cdot 10^4$	10 000	5 дней / 5 days
$N = 100\,000 = 1 \cdot 10^5$	1 000	1 месяц 20 дней / 1 month 20 days
$N = 1\,000\,000 = 1 \cdot 10^6$	100	1 год 4 месяца / 1 year 4 month
$N = 2\,000\,000 = 2 \cdot 10^6$	50	2 года 9 месяцев / 2 years 9 months
$N = 3\,333\,333 = 3,3 \cdot 10^6$	30	4 года 7 месяцев / 4 years 7 months
$N = 5\,000\,000 = 5 \cdot 10^6$	20	6 лет 10 месяцев / 6 years 10 months
$N = 10\,000\,000 = 1 \cdot 10^7$	10	13 лет 8 месяцев / 13 years 8 months

Составлена авторами / Developed by the authors

В таблице 6 приведены характеристики рассмотренных вариантов кластеров, в том числе справочные величины «длительности» кластера во времени при условии интенсивности движения тяжелых транспортных средств в 2 000 ед./сут. Выбор нижней границы рассматриваемых кластеров в 10^4 циклов был обусловлен ограничениями по вычислительным ресурсам.

Характеристики конструкции и нагрузки в вероятностных параметрах

Design and load characteristics in probability parameters

Вероятностные параметры характеристик конструкций и нагрузок приведены в таблице 7. Прочностные характеристики стали приняты в соответствии с [22]. Вероятностный коэффициент K_{prob} к осевой нагрузке задан исходя из условия 99 % обеспеченности в случае расчета по первой группе предельных состояний; общая величина осевой нагрузки AK_I вычислялась как $P = K_{\text{prob}} \cdot P_L \cdot K_{\text{ПУ}} \cdot (1 + \mu) = K_{\text{prob}} \cdot 140 \cdot 0,745 \cdot 1,4$.

На текущем этапе исследования в виде вероятностных переменных в целях оптимизации вычислительных ресурсов не учитывались следующие характеристики: начальная жесткость упоров, характеристики выносливости конструкции и критерии усталостного разрушения.

Таблица 7 / Table 7

Параметры для моделирования случайных величин характеристик конструкции и нагрузки

Parameters for modelling random variables of structural and load characteristics and load

Параметр <i>Parameter</i>		Закон распр. <i>Law of distribution</i>	Среднее значение <i>Mean value</i>	Стандартное отклонение <i>Standard deviation</i>
Расчетное сопротивление стали, МПа <i>Design resistance of steel, MPa</i>	R_y	Логнорм. <i>Lognormal</i>	363	$363 \cdot 0,07 = 25,4$
Коэффициент к осевой нагрузке AK_I <i>Coefficient to axial load AK_I</i>	K_{prob}	Логнорм. <i>Lognormal</i>	1	0,172

Составлена авторами / Developed by the authors

Методы вероятностного анализа надежности конструкции

Methods of probabilistic analysis of structural reliability

Для вычисления вероятности отказа конструкции P_f и, как следствие, индекса надежности β , наиболее элементарным представляется использование метода Монте-Карло. Суть метода сводится к генерации набора псевдослучайных значений для переменных расчетной схемы

конструкции по заданным законам распределений (формирование сэмпла) и дальнейший расчет конструкции для каждого сэмпла. Вероятность отказа определяется как отношение числа случаев, в которых отказ произошел, к общему количеству рассмотренных случаев. Значительным недостатком данного «простого» метода является значительная ресурсоемкость, связанная с необходимостью генерации и расчета большого числа сэмплов, как минимум, на порядок больше величины, обратной ожидаемой вероятности отказа. Так, например, если предположить, что конструкция запроектирована под $\beta = 3,8$, то ожидаемая вероятность отказа будет составлять $P_f = 7,2 \cdot 10^{-5}$, и, соответственно, для адекватного вычисления индекса надежности потребуется не менее 139 000 сэмплов. Даже для случая линейного расчета ($t = 2$ сек.) общее время вычисления вероятности отказа с использованием метода Монте-Карло составило бы порядка 3 суток.

Более рациональным представляется использование полуаналитических методов FORM и SORM, суть которых сводится к приближенному итерационному поиску «расстояния» β до «безопасной зоны» на основе анализа распределений параметров модели (рис. 10). В случае FORM граница «безопасной зоны» определяется аппроксимированной линейной функцией, в случае SORM — квадратичной. Преимуществами методов является значительное снижение требуемого количества сэмплов, и, как следствие, времени расчета. В тоже время, число требуемых сэмплов прямо зависит от числа переменных расчетной модели, поэтому производительность данного метода уменьшается с вводом дополнительных исходных данных в вероятностной постановке.

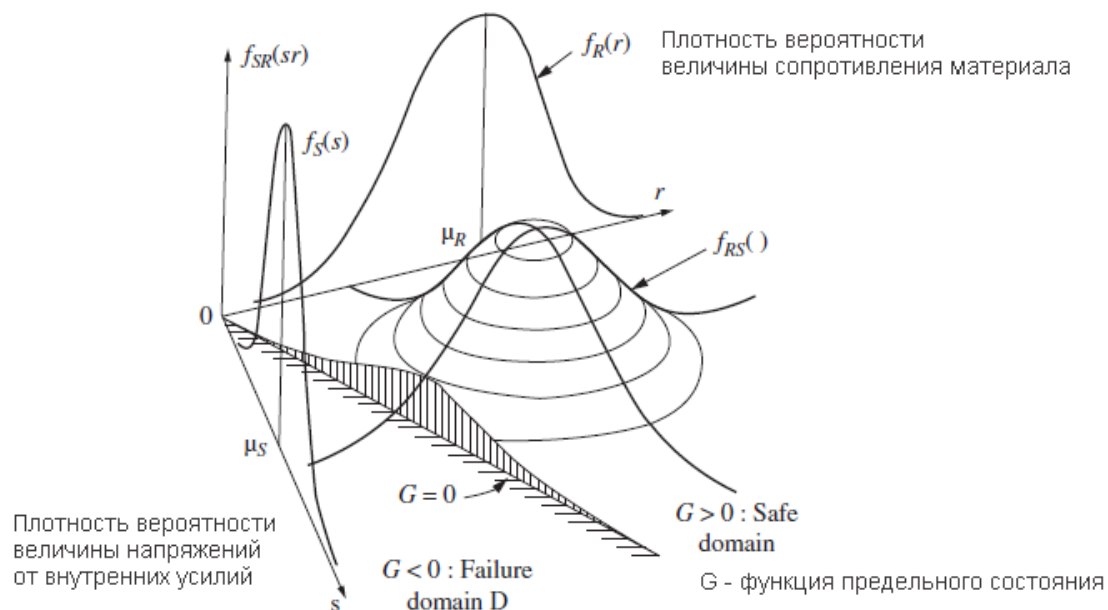


Рисунок 10. Схематичное изображение пространства двух переменных (источник: [11])

Figure 10. Layout view of the two variable scope (source: [11])

Использованные для решения задачи вычисления индексов надежности параметры настройки модуля Rely программного комплекса SOFiSTiK приведены в таблице 8.

Таблица 8 / Table 8

Параметры настройки модуля для вычисления индексов надежности

Parameters of the module setting for calculating reliability indexes

Метод вычисления Calculation method	Целевая функция Objective function	Переменные Variables
FORM	PF_1 (см. формулу 6) (see formula 6)	R_y (см. таблицу 7) K_{prob} (см. таблицу 7) (see table 7) (see table 7)

Составлена авторами / Developed by the authors

Результаты

Results

Результаты нелинейных расчетов с использованием различной кластеризации

Nonlinear analysis results using different clusterization

Количественные характеристики вычислений с рассмотренными кластерами нагружений приведены в таблице 9.

Таблица 9 / Table 9

Количественные характеристики вычислений с различными кластерами нагружений

Quantitative characteristics of the computations with different loading clusters

Размер кластера Cluster size	Число итераций на 100 млн циклов Number of iterations per 100 million cycles	Среднее время выполнения 1 нелинейного расчета на 100 млн циклов* Average execution time 1 nonlinear calculation per 100 million cycles
$N = 10\,000 = 1 \cdot 10^4$	10 000	25 000 сек. / ≈ 7 часов
$N = 100\,000 = 1 \cdot 10^5$	1 000	2 500 сек. / ≈ 42 мин.
$N = 1\,000\,000 = 1 \cdot 10^6$	100	250 сек. / ≈ 4 мин.
$N = 2\,000\,000 = 2 \cdot 10^6$	50	125 сек. / ≈ 2 мин.
$N = 3\,333\,333 = 3,3 \cdot 10^6$	30	75 сек.
$N = 5\,000\,000 = 5 \cdot 10^6$	20	50 сек.
$N = 10\,000\,000 = 1 \cdot 10^7$	10	25 сек.

* Примечание: SOFiSTiK FEA; техн. х-ки: Intel Core i7-9700 3.00GHz, ОЗУ 32Гб, SSD.
Составлена авторами / * Note: SOFiSTiK FEA; technical data: Intel Core i7-9700 3.00GHz, RAM 32GB, SSD. Developed by the authors

Результаты серии нелинейных расчетов приведены в виде диаграмм на рисунке 11. По полученным диаграммам видно, что использование кластеров величиной до $2,5 \cdot 10^6$ циклов позволяет получать в целом

близкие кривые изменения параметра PF_1 на всем протяжении процесса циклических нагружений; кривые кластеров в 10^4 и 10^5 циклов практически совпадают, что дает основание предполагать их близость к теоретической кривой PF_1-N без кластеризации. Необходимо отметить, что использование больших кластеров вплоть до $2,5 \cdot 10^6$ сдвигает кривую влево, т. е. используется в запас. Использование кластеров более 2,5 млн циклов характеризуется значительным отличием характеров кривых PF_1-N и значительно более ранним отказом конструкции, и, таким образом, их использование в дальнейших расчетах представляется некорректным.

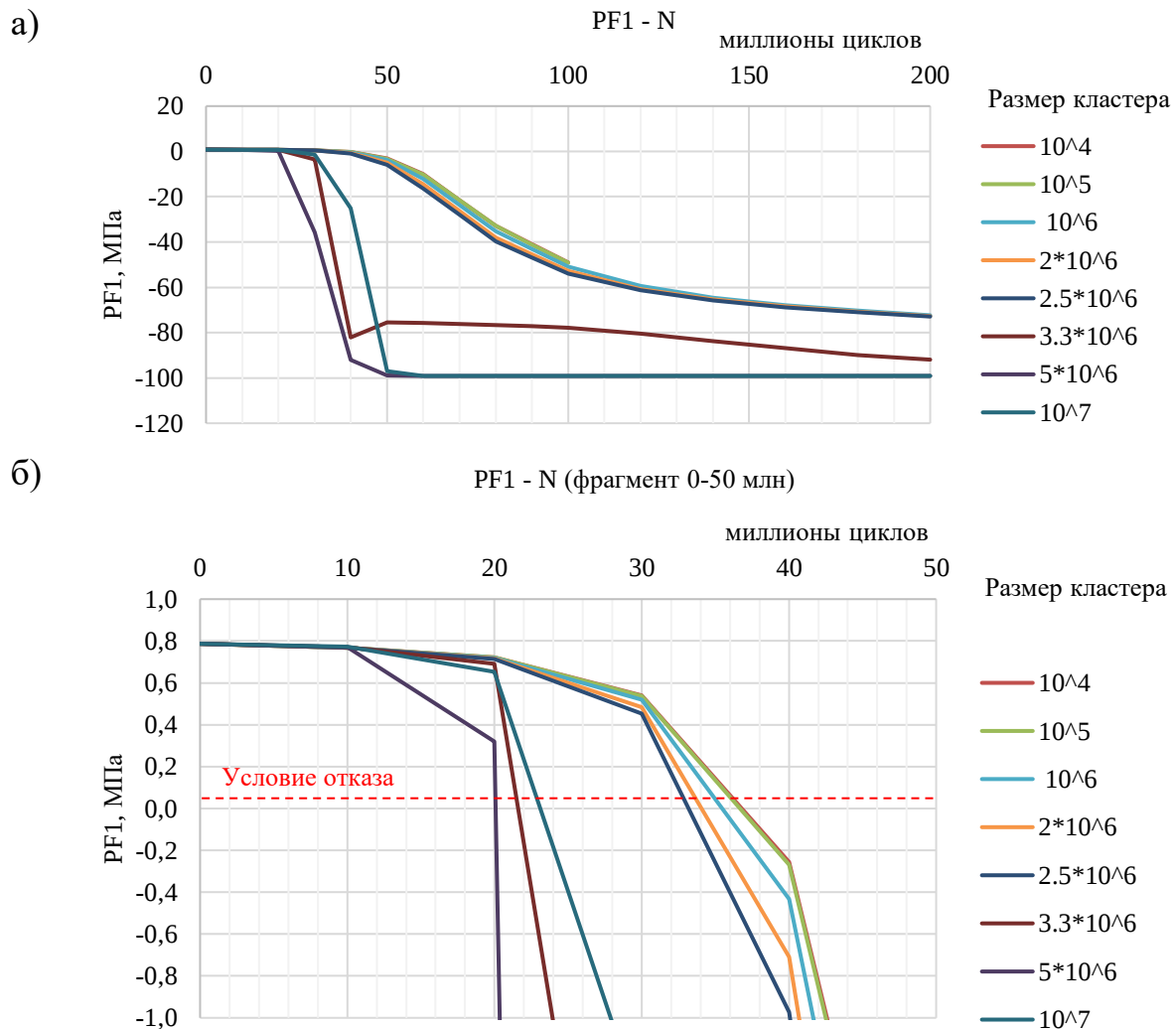


Рисунок 11. Диаграммы зависимости параметра PF_1 от числа циклов нагружения N для кластеров различных размеров (от $N = 10^4$ до $N = 10^7$). Полная диаграмма для 200 млн циклов нагружений (а) и фрагмент в области условия отказа (б) (разработан авторами)

Figure 11. PF_1 parameter dependencies graph on the number of loading N cycles for different size clusters (from $N = 10^4$ to $N = 10^7$). Complete diagram for 200 million loading cycles (a) and a fragment in the region of failure condition (b) (developed by the authors)

Результаты вероятностных расчетов

Probabilistic design results

На рисунке 12 приведены полученные результаты вычисления индексов надежности в зависимости от количества наработанных циклов нагружения для трех вариантов кластеризации (а — для полного цикла симуляции, б — для фрагмента до 80 млн циклов) на рисунке 13 приведена интерпретация индексов надежности в виде вероятностей отказов конструкции (а — для полного цикла симуляции, б — для фрагмента до 80 млн циклов). Временные затраты на выполненные вероятностные вычисления приведены в таблице 10.

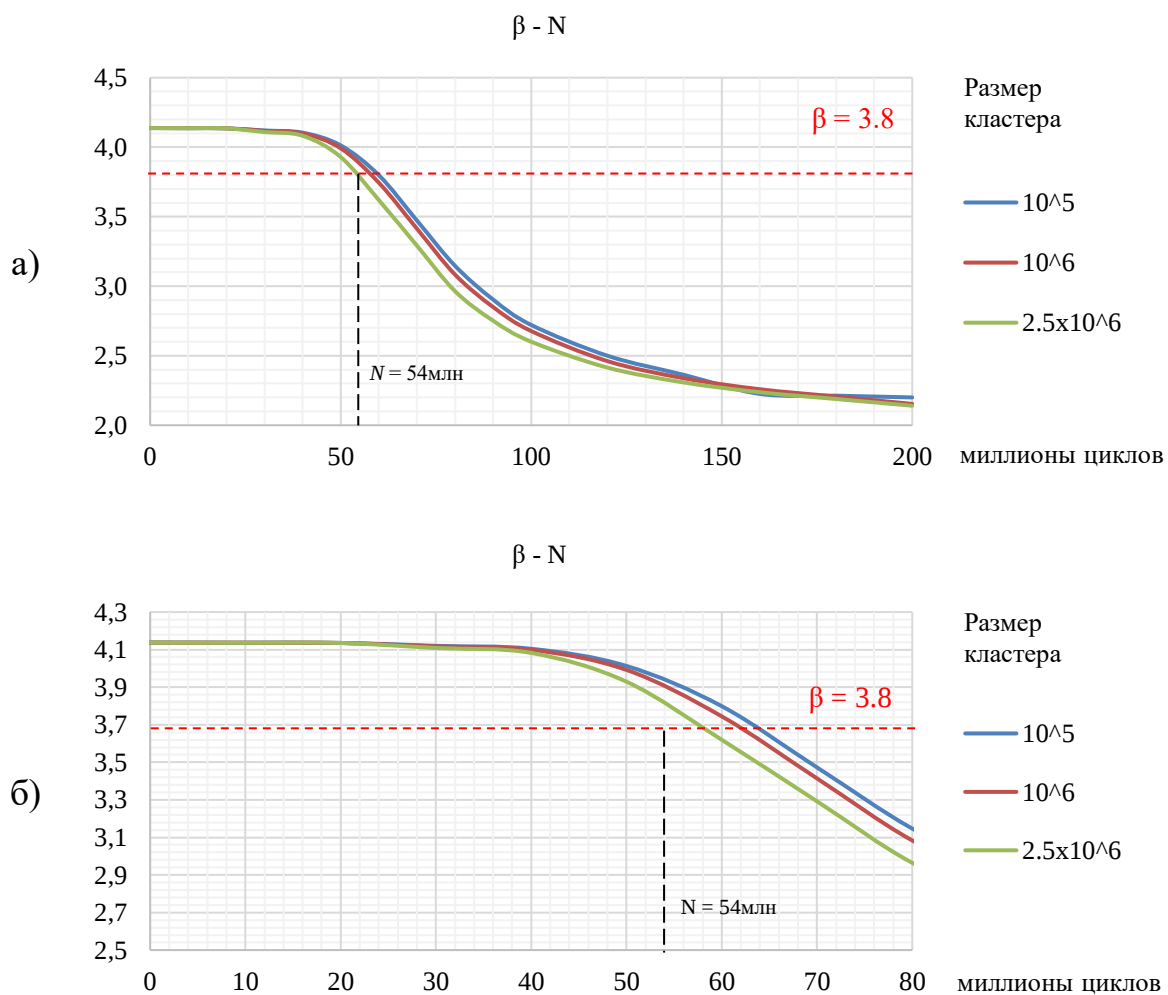


Рисунок 12. Диаграммы зависимости индекса надежности конструкции β от числа циклов нагружения N для кластеров различных размеров ($N = 10^5$, $N = 10^6$, $N = 2,5 \cdot 10^6$): (а) для полного цикла симуляции; (б) для фрагмента до 80 млн циклов (разработан авторами)

Figure 12. Reliability index dependencies graph of design β on the number of loading N cycles for different size clusters ($N = 10^5$, $N = 10^6$, $N = 2,5 \cdot 10^6$): (a) for a full simulation cycle; (b) for a fragment up to 80 million cycles (developed by the authors)

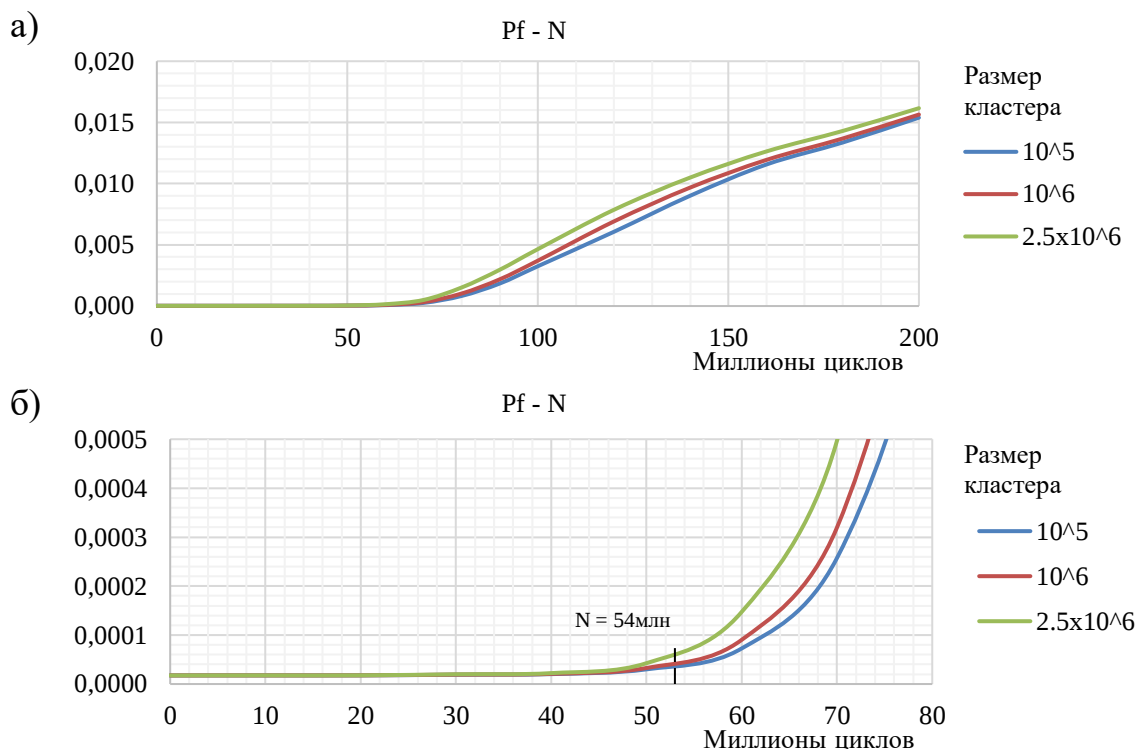


Рисунок 13. Диаграммы зависимости вероятности отказа конструкции P_f (б) от числа циклов нагружения для кластеров различных размеров ($N = 10^5$, $N = 10^6$, $N = 2,5 \cdot 10^6$): (а) для полного цикла симуляции; (б) для фрагмента до 80 млн циклов (разработан авторами)

Figure 13. Dependencies graph of the design P_f failure probability (b) on the number of loading cycles for different size clusters ($N = 10^5$, $N = 10^6$, $N = 2,5 \cdot 10^6$): (a) for a full simulation cycle; (b) for a fragment up to 80 million cycles (developed by the authors)

Таблица 10 / Table 10

**Временные затраты на вероятностные
вычисления с различными кластерами нагружений**

Time cost of probabilistic computing with different loading clusters

Число циклов нагружений (млн) Number of loading cycles (million)	Размер кластера нагружений Load cluster size					
	$N = 10^5$		$N = 10^6$		$N = 2,5 \cdot 10^6$	
	число итераций х КОЛ-ВО СЭМПЛОВ Number of iterations x Number of samples	$t_{\text{общ.}} / t_1 \text{ расчет сек}^*$ $t_{\text{total}} t_{\text{calculation}} \text{ sec}^*$	число итераций х КОЛ-ВО СЭМПЛОВ Number of iterations x Number of samples	$t_{\text{общ.}} / t_1 \text{ расчет сек}^*$ $t_{\text{total}} t_{\text{calculation}} \text{ sec}^*$	КОЛ-ВО СЭМПЛОВ Number of samples	$t_{\text{общ.}} / t_1 \text{ расчет сек}^*$ $t_{\text{total}} t_{\text{calculation}} \text{ sec}^*$
Начальное значение Initial value	1×17	36/2,12	1×17	36/2,12	1×17	35/2,06
10	101×17	-	11×17	-	5×17	64/1,88
20	201×17	-	21×17	592/1,66	9×17	85/1,67
30	301×17	-	31×17	-	13×17	116/1,71
40	401×47	-	41×14	-	17×17	118/1,69
50	501×14	-	51×14	-	21×17	144/1,71
60	601×14	21 978/2,61	61×14	-	25×17	159/1,62
80	801×14	-	81×14	-	33×17	-
90	901×14	-	91×14	-	37×17	-
100	$1\ 001 \times 14$	35 395/2,53	101×14	2 269/1,60	41×17	239/1,55

Число циклов нагрузений (млн) <i>Number of loading cycles (million)</i>	Размер кластера нагрузений <i>Load cluster size</i>					
	$N = 10^5$		$N = 10^6$		$N = 2,5 \cdot 10^6$	
	число итераций х КОЛ-ВО СЭМПЛОВ <i>Number of iterations x Number of samples</i>	$t_{\text{общ.}} /$ t_1 расчет сек* $t_{\text{total}} t_{\text{calculation}} \text{ sec}^*$	число итераций х КОЛ-ВО СЭМПЛОВ <i>Number of iterations x Number of samples</i>	$t_{\text{общ.}} /$ t_1 расчет сек* $t_{\text{total}} t_{\text{calculation}} \text{ sec}^*$	КОЛ-ВО СЭМПЛОВ <i>Number of samples</i>	$t_{\text{общ.}} /$ t_1 расчет сек* $t_{\text{total}} t_{\text{calculation}} \text{ sec}^*$
120	1 201×14	-	121×14	-	49×17	334/1,84
140	не выч.	не выч.	141×14	-	57×17	-
160	не выч.	не выч.	161×14	-	65×17	-
180	не выч.	не выч.	181×14	-	73×17	-
200	2 001×14	-	201×14	-	81×17	161/1,57

* *Примечание: только для результатов, вычисленные на одном устройстве (SOFiSTiK FEA; техн. х-ки: Intel Core i7-9700 3.00GHz, ОЗУ 32Гб, SSD; «-» — вычисления производились на другом устройстве. Составлена авторами* / * *Note: only for results calculated on one device (SOFiSTiK FEA; technical data: Intel Core i7-9700 3.00GHz, RAM 32GB, SSD; «-» — computed on another device. Developed by the authors*

Обсуждение

Discussion

Анализируя полученные результаты, следует отметить следующее:

1. С ростом наработки циклов нагрузений у рассмотренной модели разрезного сталежелезобетонного пролетного строения снижается несущая способность; после наработки определенного числа циклов нормативные проверки по первой группе предельных состояний (напряжения в нижней фибре главной балки пролетного строения) не выполняются (рис. 10).

2. Критическое число циклов загрузки до первого отказа значительно зависит от выбранной схемы нелинейного расчета, и, в первую очередь, от величины кластеризации циклов, которая, в свою очередь, влияет на производительность расчетов. Сравнительный анализ показал, что для рассмотренного случая возможно с достаточной точностью использовать величину кластера до 2,5 млн циклов включительно. С уменьшением размера кластеризации увеличивается точность, при этом сильно возрастают временные затраты.

3. Для рассмотренных вариантов кластеризации полученная путем линейной интерполяции критическая точка отказа находится в промежутке от 33 млн циклов (кластер 2,5 млн) до 37 млн циклов (кластер 10 000 циклов). В первом приближении данная критическая точка может рассматриваться как граница надежной работы конструкции.

4. С использованием метода вероятного анализа FORM для рассматриваемой модели пролетного строения была количественно определена надежность сталежелезобетонной балки по первой группе

предельных состояния. При этом была принята гипотеза об изменчивости только двух основных параметров: расчетного сопротивления металла балки и величины расчетной нагрузки. Полученные результаты расчета приведены в таблице 11.

Таблица 11 / Table 11

Результаты расчета сталежелезобетонной балки
Calculation results of steel reinforced concrete beam

«Классический» расчет по прочности <i>Classical strength calculation</i>			Вероятностный расчет <i>Probabilistic design</i>		
расчетное напряжение в нижней фибре балки <i>calculated stress in the bottom fibre of the beam</i>	расчетное сопротивление стали <i>design resistance of steel</i>	параметр отказа <i>fault parameter</i>	вероятность отказа <i>failure probability</i>	расчетный индекс надежности <i>design reliability index</i>	целевой индекс надежности (по EN) <i>target reliability index (by EN)</i>
R_y [МПа] <i>MPa</i>	σ_{max} [МПа] <i>MPa</i>	$RF_1 = R_y - \sigma_{max}$	P_f	β	$[\beta]_1$
294,21	295,00	0,79	$1,755 \cdot 10^{-5} =$ $= 1:56\,980$	4,138	4,700

Составлена авторами / Developed by the authors

5. Количественную проверку надежности конструкции по отечественной нормативной базе на сегодняшний день провести невозможно ввиду отсутствия требований по целевым значениям индексов надежности. С другой стороны, принимая общие источники документов, представляется возможным для сравнения использовать целевые индексы надежности по EN 1990 (табл. 1). В таком случае, для класса надежности RC2 (базовый) целевой индекс надежности в первый год должен быть не менее, чем 4,7, а в течении 50 лет — не менее, чем 3,8. Сопоставление показывает, что изначальный расчетный индекс надежности значительно ниже целевого.

6. С ростом наработки циклов нагружений у рассмотренной модели пролетного строения также повышается количественная вероятность отказа по первой группе предельных состояний (напряжения в нижней фибре балки пролетного строения) (рис. 13). При этом важно отметить, что до определенного участка (примерно 50 млн циклов) вероятность отказа растет медленно и, в целом, не превышает 1:10 000 ($P_f = 0,0001$); после этого участка скорость роста вероятности отказа увеличивается.

7. Для всех рассмотренных моделей критическая точка по индексу надежности (граница выполнения условия $\beta \geq 3,8$) располагается не ранее, чем на 54 млн циклов нагружений. Соответственно, для всех режимов эксплуатации со средним числом циклов нагружений в год менее 1 млн (менее 2 750 т/с за сутки) может быть сделан вывод об обеспеченности требуемого индекса надежности в течении 50 лет.

8. Выбор размера кластеризации оказывает значительное влияние на время расчета (табл. 10). Так, использование кластеризации в 100 000 циклов позволяет уточнить критическую точку почти на 5 млн циклов в сторону увеличения (рис. 12б), однако требует примерно в 130 раз больших временных затрат на расчеты.

9. При сопоставлении положения критической точки при «классических» нелинейных расчетах по первой группе предельных состояний (см. п. 3) и при вероятностных расчетах (см. п. 7) отмечено их значительное удаление друг от друга (рис. 14), что может свидетельствовать о возможном несоответствии расчетной нагрузки, используемой при расчетах по первой группе предельных состояний, выбранному в исследовании целевому индексу $\beta = 3,8$. Представляется необходимым продолжить дальнейшие исследования в области уточнения параметров расчетных нагрузок.

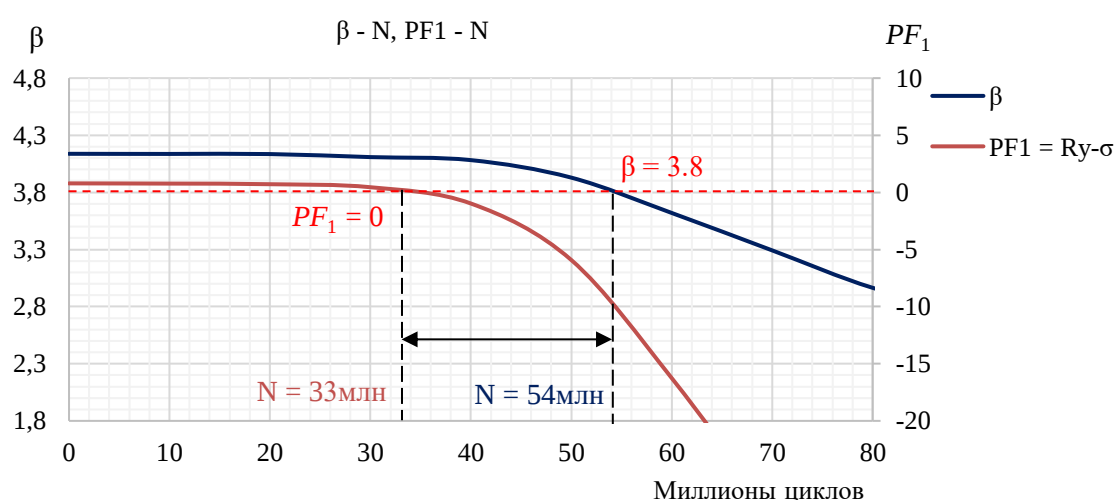


Рисунок 14. Сопоставление диаграмм зависимости индекса надежности β и параметра PF_1 от числа циклов нагружения при кластере $N = 2,5 \cdot 10^6$ (разработан авторами)

Figure 14. Diagram Comparison of reliability index β and parameter PF_1 dependence on the number of cluster loading cycles $N = 2,5 \cdot 10^6$ (developed by the authors)

Заключение

Conclusion

Авторами проведено численное моделирование накопления усталостных повреждений в элементах объединения сталежелезобетонной балки от воздействия циклических временных нагрузок и проанализировано влияние данного процесса на общую надежность конструкции.

На основании данных предыдущих исследований была предложена модель зависимости сдвиговой жесткости элемента объединения и величины накопленного им повреждения. Предложен и апробирован на модели разрезного сталежелезобетонного пролетного строения алгоритм проведения нелинейного конечно-элементного расчета с учетом снижения жесткости элементов объединения. Предложена методика подбора эквивалентной временной нагрузки для моделирования накопления процесса усталостных повреждений от транспортного потока (для рассматриваемой модели для моделирования накопления повреждений в элементах объединения назначена тележка АК с классом $K_{fat} = 9,3$). С целью оптимизации использования вычислительных ресурсов рассмотрены различные варианты кластеризации циклов нагружений и сделан вывод о рациональности использования кластера размером в 2,5 млн циклов.

По результатам серии расчетов, моделирующих работы конструкции на протяжении разного количества циклов нагружений, сделаны выводы о снижении несущей способности балки с ростом числа циклов (критическая точка отказа 34 млн циклов), а также о повышении количественной вероятности отказа конструкции (снижении индекса надежности β). Так, за первые 50 млн циклов нагружения из-за накопления элементами объединения повреждений индекс надежности понижается с $\beta_0 = 4,14$ (вероятность отказа $P_{f,0} = 1:57\,586$) до $\beta_{50kk} = 4,00$ (вероятность отказа $P_{f,50kk} = 1:31\,574$), а к величине наработке в 100 млн циклов нагружений составляет уже $\beta_{100kk} = 2,60$ (вероятность отказа $P_{f,100kk} = 1:215$).

Отмечено, что рассмотренная модель конструкции, удовлетворяющая требованиям современных отечественных нормам проектирования, обладает довольно низким изначальным индексом надежности по первой группе предельных состояний ($\beta = 4,14$). Прямая оценка данной величины в соответствии с отечественной нормативной базой невозможна из-за отсутствия в ней регламентации целевых индексов надежности; в то же время, в требованиях европейских норм целевой индекс по первой группе предельных состояний для периода в 1 год принимается не менее $[\beta]_1 = 4,7$. С другой стороны, динамика дальнейшего изменения индекса надежности показывает, что за 50 млн циклов индекс не опускается ниже второго целевого значения $[\beta]_{50} = 3,8$, что позволяет сделать вывод об обеспеченности надежности на длительный период.

Использование методов количественного определения показателей надежности конструкции (например, индексов надежности β) на стадиях проектирования конструкции позволяет повысить точность расчетов ожидаемых сроков службы. Как показал опыт проведенного исследования, *при оптимально подобранных параметрах* задача количественной оценки надежности с учетом нелинейности расчетной схемы является адекватной

по сложности и ресурсоемкости для решения в рамках инженерной деятельности. В тоже время, на настоящий момент использование методов количественного определения показателей надежности в практике проектирования представляется затрудненным из-за отсутствия нормирования целевых показателей (индексов надежности).

Результаты исследования также показали, что накопление усталостных повреждений в элементах объединения сталежелезобетонных пролетных строений оказывает значительное влияние как на несущую способность балок пролетного строения, так и на количественные показатели надежности конструкции. Несмотря на отсутствие регламента проверки выносливости в современных нормах, в процессе проектировании сталежелезобетонных конструкций следует уделять внимание вопросам обеспечения выносливости элементов объединения на проектируемый срок эксплуатации.

В дальнейшем предполагается развитие данного исследования в направлении использования многопараметрических расчетных моделей с целью учета изменчивости начальных жесткостей элементов объединения и параметров выносливости.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Козак, Н.В.** Экспериментальное исследование режима работы гибких штыревых упоров сталежелезобетонного пролётного строения существующего автодорожного моста / Н.В. Козак. — DOI <https://doi.org/10.15862/07SATS122> // Транспортные сооружения. — 2022. — Т 9. — № 1. — С. 07SATS122. — URL: <https://t-s.today/07SATS122.html>. — EDN CLALTW. (дата обращения: 12.09.2023).
2. **Козак, Н.В.** Анализ влияния отказов элементов объединения на эксплуатационную надежность сталежелезобетонных пролетных строений автодорожных мостов / Н.В. Козак, А.В. Сырков, В.А. Быстров [и др.]. — DOI <https://doi.org/10.15862/07SATS323> // Транспортные сооружения. — 2023. — Т 10. — № 3. — С. 07SATS323. — URL: <https://t-s.today/07SATS323.html>. — EDN STEARU. (дата обращения: 12.09.2023).
3. **Das, P.C.** Safety Concepts and Practical Implications / P.C. Das. — DOI // Safety of Bridges / Лондон: Thomas Telford Limited, 1997. — С. 28–35. — URL: <https://www.icvirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/sob.25912.0005>. (дата обращения: 12.09.2023).
4. **Надольский, В.В.** Сопоставление уровней надежности, обеспечиваемых нормами Российской Федерации и Евросоюза / В.В. Надольский, М. Голицки, М. Сыкора, В.В. Тур // Вестник МГСУ. — 2013. — № 6. — С. 7–20. — URL: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=19315920>. — EDN QGRYLZ. (дата обращения: 12.09.2023).
5. **Sykora, M.** Target Reliability Levels for Existing Bridges Considering Emergency and Crisis Situations / M. Sykora, M. Holicky, R. Lenner, P. Manas // Advances in Military Technology. — 2014. — Т 9. — № 1. — С. 45–57. — URL: <https://www.aimt.cz/index.php/aimt/article/view/1025>. (дата обращения: 12.09.2023).
6. **Kim, S.** Optimum Target Reliability Determination for Efficient Service Life Management of Bridge Networks / S. Kim, B. Ge, D.M. Frangopol. — DOI [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001623](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001623) // Journal of Bridge Engineering. — 2020. — Т 25. — № 10. — С. 4020087. — URL: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0001623>. (дата обращения: 12.09.2023).

7. **Eidsvig, U.** Risk Assessment of Terrestrial Transportation Infrastructures Exposed to Extreme Events / U. Eidsvig, M. Santamaría, N. Galvão, N. Tanasic [и др.]. — DOI <https://doi.org/10.3390/infrastructures6110163> // Infrastructures. — 2021. — Т 6. — № 11. — С. 163. — URL: <https://www.mdpi.com/2412-3811/6/11/163>. (дата обращения: 12.09.2023).
8. **Safari, M.** Target reliability analysis of bridge piers concerning the earthquake extreme event limit state / M. Safari, S.H. Ghasemi, S.A. Haj Seiyed Taghia. — DOI <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112910> // Engineering Structures. — 2021. — Т 245. — С. 112910. — URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029621010580>. (дата обращения: 12.09.2023).
9. **Frangopol, D.M.** Bridge System Reliability and Reliability — Based Redundancy Factors / Frangopol D.M., Kozy B.M., Zhu B., Sabatino S. — Бетлехем: Lehigh University, 2019. — 51 с. — URL: <https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/50755>. (дата обращения: 12.09.2023).
10. **Ghasemi, S.H.** Target reliability for bridges with consideration of ultimate limit state / S. H. Ghasemi, A.S. Nowak. — DOI <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.012> // Engineering Structures. — 2017. — Т 152. — С. 226–237. — URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029617302560>. (дата обращения: 12.09.2023).
11. Structural Reliability Analysis and Prediction. — DOI <https://doi.org/10.1002/9781119266105>. — Под ред. Robert E. Melchers, André T. Beck. — John Wiley & Sons Ltd, 2018. — 530 с. — URL: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/book/10.1002/9781119266105>. (дата обращения: 12.09.2023).
12. **Kozlov, A.V.** Experimental study of SSS of a steel concrete beam taking into account the rigidity of the connecting seam / A.V. Kozlov, V.A. Kozlov. — DOI <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1902/1/012010> // Journal of Physics: Conference Series. — 2021. — Т 1902. — С. 12010. — URL: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1742-6596/1902/1/012010>. (дата обращения: 21.09.2023).
13. **Еремин, В.Г.** Аналитическая зависимость смещения от сдвиговой жесткости шва между железобетонной плитой и стальной балкой в пролетных строениях мостов / В.Г. Еремин, А.В. Козлов. — DOI <https://doi.org/10.25987/VSTU.2019.55.3.010> // Научный журнал строительства и архитектуры. — 2019. — № 3. — С. 94–104. — URL: <https://vestnikvgasu.wmsite.ru/vypuski/vypusk-3-55-2019/analiticheskaja-zavisimost-smeschenija-ot-sdvigovoj>. — EDN ECUHFU. (дата обращения: 21.09.2023).
14. **Kozak, N.** Improving of fatigue assessment method of stud shear connectors using experimental data from studs' test of existing road bridge / N. Kozak, V. Bystrov, D. Yaroshutin, N. Daliaev. — DOI <https://doi.org/10.2749/prague.2022.0224> // IABSE Symposium: Challenges for Existing and Oncoming Structures, Prague, Czech Republic, 25–27 May 2022 / Цюрих: IABSE, 2022. — С. 224–234. — URL: <https://structurae.net/en/literature/conference-paper/improving-of-fatigue-assessment-method-of-stud-shear-connectors-using-experimental-data-from-studs-test-of-existing-road-bridge#abstract>. (дата обращения: 21.09.2023).
15. **Kozak, N.V.** Modeling of live load influence in analysis of bridge structures endurance / N.V. Kozak. — DOI <https://doi.org/10.1088/1757-899X/832/1/012025> // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. — 2020. — Т 832. — С. 12025. — URL: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/832/1/012025>. (дата обращения: 21.09.2023).
16. **Xu, C.** Fatigue Behavior of the Group Stud Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Bridges / C. Xu, K. Sugiura, Q. Su. — DOI [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001261](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001261) // Journal of Bridge Engineering. — 2018. — Т 23. — № 8. — С. 4018055. — URL: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0001261>. (дата обращения: 21.09.2023).
17. **Wang, B.** Comparison of Static and Fatigue Behaviors between Stud and Perfobond Shear Connectors / B. Wang, Q. Huang, X. Liu. — DOI <https://doi.org/10.1007/s12205-018-1303-0> // KSCE Journal of Civil Engineering. — 2019. — Т 23. — С. 217–227. — URL: <https://link.springer.com/article/10.1007/s12205-018-1303-0>. (дата обращения: 21.09.2023).
18. **Hassanin, A.I.** The Effects of Shear Stud Distribution on the Fatigue Behavior of Steel-Concrete Composite Beams / A.I. Hassanin, H.F. Shabaan, A.I. Elsheikh. — DOI <https://doi.org/10.1007/s13369-020-04702-4> // Arabian Journal for Science and Engineering. — 2020. — Т 45. — С. 8403–8426. — URL: <https://link.springer.com/article/10.1007/s13369-020-04702-4>. (дата обращения: 21.09.2023).

19. **Croce, P.** Impact of Road Traffic Tendency in Europe on Fatigue Assessment of Bridges / P. Croce. — DOI <https://doi.org/10.3390/app10041389> // Applied Sciences. — 2020. — Т 10. — № 4. — С. 1389. — URL: <https://www.mdpi.com/2076-3417/10/4/1389>. (дата обращения: 21.09.2023).
20. **Qu, H.** Research on Random Fatigue Load Model of Highway Bridge by Vehicle Traffic Based on GMM / H. Qu, Z. Niu, P. Huang. — DOI <https://doi.org/10.17559/TV-20190629100555> // Tehnički vjesnik. — 2020. — Т 27. — № 3. — С. 961–969. — URL: <https://hrcak.srce.hr/239107>. (дата обращения: 21.09.2023).
21. **Chen, W.Z.** Fatigue load model for highway bridges in heavily loaded areas of china / W.Z. Chen, J. Xu, B.C. Yan, Z.P. Wang. — DOI <http://dx.doi.org/10.18057/IJASC.2015.11.3.6> // Advanced Steel Construction. — 2015. — Т 11. — № 3. — С. 322–333. — URL: http://www.ascjournal.com/index.php?option=com_content&view=article&id=317:vol11no3-6&catid=135&Itemid=619. (дата обращения: 21.09.2023).
22. JCSS Probabilistic Model Code. Part III — Material Properties: in 4 vols. Vol. 3. — JCSS, 2002. — 41 с. — URL: https://www.jcss-lc.org/publications/jcsspmc/part_iii.pdf (дата обращения: 21.09.2023).

Сведения об авторах:

Козак Николай Викторович — кандидат технических наук, старший преподаватель, ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет», Санкт-Петербург, Россия, e-mail: kozak.spbgasu@gmail.com
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7707-4388>
РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=1018546
ResearchGate: <https://www.researchgate.net/profile/Nikolai-Kozak-2>
SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=57207108767>

Сырков Антон Владимирович — кандидат технических наук, доцент, ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет», Санкт-Петербург, Россия, e-mail: syrkov-anton@mail.ru
ORCID: <https://orcid.org/0009-0005-3178-6805>
ResearchGate: <https://www.researchgate.net/profile/Anton-Syrkov>

Быстров Владимир Аполинарьевич — кандидат технических наук, профессор, профессор-консультант, ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет», Санкт-Петербург, Россия, e-mail: bystrov.admt@gmail.com
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9629-2903>
РИНЦ: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=815032

Ярошутин Дмитрий Андреевич — старший преподаватель, ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет», Санкт-Петербург, Россия, e-mail: yaroshutin@gmail.com
ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1630-9531>
РИНЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=815030
ResearchGate: <https://www.researchgate.net/profile/Dmitry-Yaroshutin>

Шестовицкий Дмитрий Александрович — кандидат технических наук, доцент, ФГБОУ ВО «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I», Санкт-Петербург, Россия, e-mail: shestovitsky@mail.ru
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2828-4290>
РИНЦ: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=720812
ResearchGate: www.researchgate.net/profile/Dmitriy-Shestovitskiy
SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=57204927842>

Статья получена: 27.11.2023. Принята к публикации: 11.02.2024. Опубликована онлайн: 26.02.2024.

Статья публикуется по результатам проведения научно-исследовательской работы, проводимой в рамках конкурса грантов на выполнение научно-исследовательских работ научно-педагогическими работниками ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» в 2023 году

Авторы выражают благодарность Рудакову И.А., Золотову В.М., Харитонову М.О., Муллагалиевой М.М. и Ростовской А.Г. за помощь в предоставлении вычислительных ресурсов при проведении распределенных численных экспериментов

REFERENCES

1. Kozak N.V. Operating regime investigational study of steel-reinforced concrete superstructure flexible pin stops of the existing road bridge. *Russian Journal of Transport Engineering*. 2022; 9(1): 07SATS122. (In Russ., abstract in Eng.) DOI: <https://doi.org/10.15862/07SATS122>.
2. Kozak N.V., Syrkov A.V., Bystrov V.A., Yaroshutin D.A. Influence analysis of the connective elements failures on the road bridges steel reinforced superstructures service reliability. *Russian Journal of Transport Engineering*. 2023; 10(3): 07SATS323. (In Russ., abstract in Eng.) DOI: <https://doi.org/10.15862/07SATS323>.
3. Das P.C. Safety Concepts and Practical Implications. In: *Safety of Bridges*. London: Thomas Telford Limited; 1997. p. 28–35. Available at: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/sob.25912.0005> (accessed 12th September 2023).
4. Nadolski V.V., Holický M., Sýkora M., Tur V.V. Comparison of Reliability Levels Provided by The Eurocodes and Standards of The Russian Federation. *Vestnik MGSU*. 2013; (6): 7–20. Available at: <https://www.elibrary.ru/item.asp?id=19315920> (accessed 12th September 2023). (In Russ., abstract in Eng.).
5. Sykora M., Holický M., Lenner R., Manas P. Target Reliability Levels for Existing Bridges Considering Emergency and Crisis Situations. *Advances in Military Technology*. 2014; 9(1): 45–57. Available at: <https://www.aimt.cz/index.php/aimt/article/view/1025> (accessed 12th September 2023). (In Eng.).
6. Kim S., Ge B., Frangopol D.M. Optimum Target Reliability Determination for Efficient Service Life Management of Bridge Networks. *Journal of Bridge Engineering*. 2020; 25(10): 4020087. (In Eng.) DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001623](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001623).
7. Eidsvig U., Santamaría M., Galvão N., Tanasic N. et al. Risk Assessment of Terrestrial Transportation Infrastructures Exposed to Extreme Events. *Infrastructures*. 2021; 6(11): 163. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.3390/infrastructures6110163>.
8. Safari M., Ghasemi S.H., Haj Seiyed Taghia S.A. Target reliability analysis of bridge piers concerning the earthquake extreme event limit state. *Engineering Structures*. 2021; 245: 112910. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112910>.
9. Frangopol D.M., Kozy B.M., Zhu B., Sabatino S. Bridge System Reliability and Reliability — Based Redundancy Factors. Bethlehem: Lehigh University; 2019. Available at: <https://rosap.ntl.bts.gov/view/do/50755> (accessed 12th September 2023). (In Eng.).
10. Ghasemi S. H., Nowak A. S. Target reliability for bridges with consideration of ultimate limit state. *Engineering Structures*. 2017;152: 226–237. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.012>.
11. Melchers R.E., Beck A.T. ed. Structural Reliability Analysis and Prediction. John Wiley & Sons Ltd; 2018. Available at: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/book/10.1002/9781119266105> (accessed 12th September 2023). (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.1002/9781119266105>.
12. Kozlov A.V., Kozlov V.A. Experimental study of SSS of a steel concrete beam taking into account the rigidity of the connecting seam. *Journal of Physics: Conference Series*. 2021; 1902: 12010. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1902/1/012010>.
13. Eremin V.G., Kozlov A.V. Analytical Dependence of the Shift from the Shear Stiffness of the Seam Between the Concrete Slab and Steel Beam in Bridge Spans. *Russian Journal of Building Construction and Architecture*. 2019; (3): 94–104. (In Russ., abstract in Eng.) DOI: <https://doi.org/10.25987/VSTU.2019.55.3.010>.
14. Kozak N., Bystrov V., Yaroshutin D., Daliaev N. Improving of fatigue assessment method of stud shear connectors using experimental data from studs' test of existing road bridge. In: *IABSE Symposium: Challenges for Existing and Oncoming Structures, Prague, Czech Republic, 25–27 May 2022*. Zurich, Switzerland: IABSE; 2022. p. 224–234. Available at: <https://structurae.net/en/literature/conference-paper/improving-of-fatigue-assessment-method-of-stud-shear-connectors-using-experimental-data-from-studs-test-of-existing-road-bridge#abstract> (accessed 21st September 2023). (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.2749/prague.2022.0224>.
15. Kozak N.V. Modeling of live load influence in analysis of bridge structures endurance. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. 2020; 832: 12025. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.1088/1757-899X/832/1/012025>.

16. Xu C., Sugiura K., Su Q. Fatigue Behavior of the Group Stud Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Bridges. *Journal of Bridge Engineering*. 2018; 23(8): 4018055. (In Eng.) DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001261](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001261).
17. Wang B., Huang Q., Liu X. Comparison of Static and Fatigue Behaviors between Stud and Perfobond Shear Connectors. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2019; 23: 217–227. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.1007/s12205-018-1303-0>.
18. Hassanin A.I., Shabaan H.F., Elsheikh A.I. The Effects of Shear Stud Distribution on the Fatigue Behavior of Steel-Concrete Composite Beams. *Arabian Journal for Science and Engineering*. 2020; 45: 8403–8426. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.1007/s13369-020-04702-4>.
19. Croce P. Impact of Road Traffic Tendency in Europe on Fatigue Assessment of Bridges. *Applied Sciences*. 2020; 10(4): 1389. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.3390/app10041389>.
20. Qu H., Niu Z., Huang P. Research on Random Fatigue Load Model of Highway Bridge by Vehicle Traffic Based on GMM. *Tehnički vjesnik*. 2020; 27(3): 961–969. (In Eng.) DOI: <https://doi.org/10.17559/TV-20190629100555>.
21. Chen W.Z., Xu J., Yan B.C., Wang Z.P. Fatigue load model for highway bridges in heavily loaded areas of china. *Advanced Steel Construction*. 2015; 11(3): 322–333. (In Eng.) DOI: <http://dx.doi.org/10.18057/IJASC.2015.11.3.6>.
22. JCSS Probabilistic Model Code. Part III — Material Properties: in 4 vols. Vol. 3. JCSS; 2002. Available at: https://www.jcss-lc.org/publications/jcsspmc/part_iii.pdf (accessed 21st September 2023). (In Eng.).

Information about the authors:

Nikolai V. Kozak — Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, Saint Petersburg, Russia, e-mail: kozak.spbgasu@gmail.com
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-7707-4388>
РИИЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=1018546
ResearchGate: <https://www.researchgate.net/profile/Nikolai-Kozak-2>
SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=57207108767>

Anton V. Syrkov — Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, Saint Petersburg, Russia, e-mail: syrkov-anton@mail.ru
ORCID: <https://orcid.org/0009-0005-3178-6805>
ResearchGate: <https://www.researchgate.net/profile/Anton-Syrkov>

Vladimir A. Bystrov — Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, Saint Petersburg, Russia, e-mail: bystrov.admt@gmail.com
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9629-2903>
РИИЦ: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=815032

Dmitry A. Yaroshutin — Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, Saint Petersburg, Russia, e-mail: yaroshutin@gmail.com
ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1630-9531>
РИИЦ: https://elibrary.ru/author_profile.asp?id=815030
ResearchGate: <https://www.researchgate.net/profile/Dmitry-Yaroshutin>

Dmitriy A. Shestovitskiy — Emperor Alexander I Saint Petersburg State Transport University, Saint Petersburg, Russia, e-mail: shestovitskiy@mail.ru
ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-2828-4290>
РИИЦ: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=720812
ResearchGate: www.researchgate.net/profile/Dmitriy-Shestovitskiy
SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=57204927842>

Submitted: 27rd November 2023. Revised: 11th February 2024. Published online: 26th February 2024.

The article is published based on the academic research work results carried out within the grant competition framework for the performance of research works by academic staff of the Federal State-Owned Publicly-Funded Institution of Higher Education «St. Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering» in 2023

The authors express their gratitude to Rudakov I.A., Zolotov V.M., Kharitonov M.O., Mullagalieva M.M. and Rostova A.G. for their help in providing computational resources for distributed numerical experiments