

ISSN 1815-9265

ВЕСТИК

Сибирского государственного
университета путей сообщения

№ 3 (66). 2023 16+



УЧРЕДИТЕЛЬ

ФГБОУ ВО «Сибирский государственный университет путей сообщения»

Состав редколлегии

Главный редактор

Манаков Алексей Леонидович – д-р техн. наук, проф.

Заместитель главного редактора

Абрамов Андрей Дмитриевич – д-р техн. наук, проф.

Заместитель главного редактора

Карасев Сергей Владимирович – канд. техн. наук, доц.

Ответственный секретарь

Галай Марина Сергеевна – канд. техн. наук

Члены редколлегии:

Бессоненко Сергей Анатольевич – д-р техн. наук, доц., СГУПС, г. Новосибирск

Воробьев Валерий Степанович – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

Герасимов Сергей Иванович – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

Герасимов Виталий Владимирович – д-р техн. наук, проф., НГАСУ (Сибстрин), г. Новосибирск

Головнич Александр Константинович – д-р техн. наук, доц., БелГУТ, г. Гомель, Белоруссия

Евсеев Дмитрий Геннадьевич – д-р техн. наук, проф., МИИТ, г. Москва

Ильиных Андрей Степанович – д-р техн. наук, доц., СГУПС, г. Новосибирск

Исаков Александр Леонидович – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

Караулов Александр Михайлович – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

Карпющенко Николай Иванович – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

Комаров Константин Леонидович – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

Кондратьев Сергей Александрович – д-р техн. наук, ИГД СО РАН, г. Новосибирск

Королев Константин Валерьевич – д-р техн. наук, доц., СГУПС, г. Новосибирск

Корягин Марк Евгеньевич – д-р техн. наук, доц., СГУПС, г. Новосибирск

Пронозин Яков Александрович – д-р техн. наук, проф., ТИУ, г. Тюмень

Хабаров Валерий Иванович – д-р техн. наук, проф., СГУПС, г. Новосибирск

Шахов Сергей Александрович – д-р техн. наук, доц., СГУПС, г. Новосибирск

Шварцфельд Вячеслав Семенович – д-р техн. наук, проф., ПГУПС, г. Санкт-Петербург

Черный Константин Анатольевич – д-р техн. наук, доц., ПНИПУ, г. Пермь

Редактор перевода текста на английский язык

Степачкова Ирина Игоревна – старший преподаватель

Редакторы: А. О. Елесина, Е. Е. Рыжкова

Корректор А. А. Игумнов – канд. техн. наук

Макет, верстка Ю. В. Борцовой

Дизайн обложки А. С. Петренко

Сайт журнала:

www.stu.ru (раздел «Научная деятельность»; журнал «Вестник СГУПС»)

Журнал зарегистрирован в Федеральной службе по надзору в сфере связи, информационных технологий и массовых коммуникаций (Роскомнадзор).

Свидетельство о регистрации ПИ № ФС77-79268 от 02 ноября 2020 г.

FOUNDER

The Siberian Transport University

Editors and Editorial Board

Editor-in-Chief

A. L. Manakov, Doctor of Engineering, Professor

Deputy Editor

A. D. Abramov, Doctor of Engineering, Professor

Deputy Editor

S. V. Karasev, Candidate of Engineering, Associate Professor

Executive Secretary

M. S. Galay, Candidate of Engineering

Editors

S. A. Bessonenko, Doctor of Engineering, Associate Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

V. S. Vorobyev, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

S. I. Gerasimov, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

V. V. Gerasimov, Doctor of Engineering, Professor, Novosibirsk State University of Architecture and Civil Engineering, Novosibirsk

A. K. Golovnich, Doctor of Engineering, Associate Professor, Belarusian State University of Transport, Belarus

D. G. Evseev, Doctor of Engineering, Professor, Moscow State University of Railway Engineering, Moscow

A. S. Ilinskyh, Doctor of Engineering, Associate Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

A. L. Isakov, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

A. M. Karaulov, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

N. I. Karpuschenko, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

K. L. Komarov, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

S. A. Kondratyev, Doctor of Engineering, IGD SB RAS, Novosibirsk

K. V. Korolev, Doctor of Engineering, Associate Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

M. E. Koryagin, Doctor of Engineering, Associate Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

Y. A. Pronozin, Doctor of Engineering, Professor, TIU, Tyumen

V. I. Khabarov, Doctor of Engineering, Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

S. A. Shakhov, Doctor of Engineering, Associate Professor, Siberian Transport University, Novosibirsk

V. S. Shwartsfeld, Doctor of Engineering, Professor, Emperor Alexander I Saint Petersburg State Transport University, Saint Petersburg

K. A. Chernyy, Doctor of Engineering, Associate Professor, Perm National Research Polytechnic University, Perm

English Text Reviewer

I. Stepachkova, Senior Lecturer

Text Reviewers **A. O. Elesina, E. E. Ryzhkova**

Managing Editor **A. A. Igumnov**, Candidate of Engineering

Layout Designer **Yu. V. Bortsova**

Cover Desinger **A. S. Petrenko**

Main contact details

Siberian Transport University

room 307, 191, Dusi Kovalchuk St.

630049, Novosibirsk, Russia

Phone: (383) 328-04-36

Web: <http://www.stu.ru> (Scientific Activity section)

E-mail: vestniksgups@sibgups.ru

The journal was registered by the Federal Service for Supervision of Communications, Information Technology and Mass Media in 2020.

ISSN: 1815-9265

**Вестник
Сибирского государственного
университета путей сообщения**

Научно-теоретический
журнал

Включен в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук и на соискание ученой степени доктора наук, по группам научных специальностей 05.22.00 «Транспорт» и 05.23.00 «Строительство и архитектура», а также по специальности 05.02.22 «Организация производства (в отраслях транспорта)»

№ 3 (66) · 2023 · ИЮЛЬ – СЕНТЯБРЬ · 16+

Выходит один раз в три месяца. Основан в 1999 г.

СОДЕРЖАНИЕ

Строительство и архитектура

<i>Полякова Л. А. Диагностика размывов опор железнодорожных мостов по частотам собственных колебаний</i>	5
<i>Шестовицкий Д. А., Мячин В. Н., Ярошутина Д. А., Зорин А. Б. Прогнозирование и обоснование сроков службы проектируемых железобетонных мостов</i>	13
<i>Лабутин Н. А. Исследование аэродинамического воздействия высокоскоростного поезда на пешеходные путепроводы.....</i>	28
<i>Луковников Е. Е., Ланг А. В., Лабутин Н. А., Дьяченко Л. К. Исследование динамической работы пролетных строений железнодорожных мостов</i>	41
<i>Ефремов Г. А., Мячин В. Н., Шестовицкий Д. А. Влияние циклической нагрузки на коррозионно-усталостную долговечность пролетных строений железобетонных мостов.....</i>	51
<i>Соловьев Л. Ю. Методология оценки технического состояния сварных элементов конструкций стальных мостов на основе принципов термодинамики</i>	60
<i>Латин А. В., Белуцкий И. Ю., Марыгина Л. В. Регулирование динамических характеристик пролетных строений пешеходных мостов.....</i>	71
<i>Полякова Л. А., Лебедев А. А., Плесовских К. А., Пушкирев В. Е., Шеин А. Н., Яинов А. Н. Разработка методики выявления растяжения многолетнемерзлых грунтов основания опор мостов на основе вибродиагностики</i>	81
<i>Казарян В. Ю. Метод усиления ребристого пролетного строения превращением его в коробчатое, применяемый для реконструкции мостовых сооружений.....</i>	93

The Siberian Transport University Bulletin

A scientific journal

Included in the List of peer-reviewed scientific publications in which the main scientific results of candidate's thesis and doctoral thesis should be published in scientifically oriented groups 05.22.00 "Transport" and 05.23.00 "Construction and Architecture", as well as in the speciality 05.02.22 "Industrial engineering (in transport industry)"

Nº 3 (66) · 2023 · July – September · 16+

Issued quarterly. Established in 1999

CONTENTS

Building and Architecture

<i>L. A. Polyakova.</i> Diagnosis of railway bridge scour by natural vibration frequencies	5
<i>D. A. Shestovitskiy, V. N. Myachin, D. A. Yaroshutin, A. B. Zorin.</i> Predicting and justification the service life designed reinforced concrete bridges	13
<i>N. A. Labutin.</i> Research of the aerodynamic effect of a high-speed train on pedestrian overpasses	28
<i>E. E. Lukovnikov, A. V. Lang, N. A. Labutin, L. K. Dyachenko.</i> Research of the dynamic operation of railway bridges spans	41
<i>G. A. Efremov, V. N. Myachin, D. A. Shestovitskiy.</i> Influence of cyclic loading on corrosion-fatigue life of concrete bridges superstructure.....	51
<i>L. Yu. Solovyev.</i> Methodology for evaluation the technical condition of welded elements of steel bridge structures based on the principles of thermodynamics	60
<i>A. V. Lapin, I. Yu. Belutskiy, L. V. Marygina.</i> Regulation of dynamic characteristics of superstructures of pedestrian bridges	71
<i>L. A. Polyakova, A. A. Lebedev, K. A. Plesovskikh, V. E. Pushkarev, A. N. Shein, A. N. Yashnov.</i> Development of a methodology for detecting the thawing permafrost soils at the base of bridge supports based on the oscillation frequencies diagnostics.....	81
<i>W. Yu. Kazaryan.</i> Method of strengthening the ribbed span structure by turning it into a box structure used for reconstruction of bridge structures	93

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2023. № 3 (66). С. 5–12.
The Siberian Transport University Bulletin. 2023. No. 3 (66). P. 5–12.

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья

УДК 624.159.2

doi 10.52170/1815-9265_2023_66_5

Диагностика размывов опор железнодорожных мостов по частотам собственных колебаний

Любовь Александровна Полякова

Сибирский государственный университет путей сообщения, Новосибирск, Россия, vasilchuck97@mail.ru

Аннотация. Существующие методы обнаружения размывов опор железнодорожных мостов не исключают возникновения непредвиденных аварийных ситуаций. Это связано с невозможностью выполнения работ в период паводков, а также с довольно редкой периодичностью промеров глубин на малых и средних мостах. Поэтому целью исследования является повышение эксплуатационной надежности железнодорожных мостов за счет совершенствования метода обнаружения размывов грунта у опор по частотам собственных колебаний.

В ходе исследования для установления фактического динамического характера работы опор железнодорожных мостов выполнены натурные измерения частот собственных колебаний. Вибродиагностика проведена для 30 опор различного конструктивного исполнения при фактической глубине заложения фундаментов. Измерения произведены с применением многофункциональной измерительной системы «Тензор МС». Для прогнозирования изменений зафиксированных частот колебаний при развитии размыва выполнены расчетные исследования. Разработанные математические модели опор учитывают совместность их работы с пролетными строениями и взаимодействие с грунтами основания. Выполнена оценка характера работы опорных частей при свободных колебаниях конструкции. Также установлена необходимая степень детальности моделирования конструкций для получения данных, соответствующих фактически зафиксированным. Оценка соответствия модели фактическому динамическому характеру работы опор произведена по величине конструктивного коэффициента. После верификации расчетных моделей для всех объектов исследования выявлены расчетно-экспериментальные зависимости частот колебаний опор от глубины размыва.

Внедрение усовершенствованного метода мониторинга размывов грунта у опор железнодорожных мостов позволит повысить эксплуатационную надежность железнодорожных мостов, а также сократить затраты на проведение работ по контролю глубин размывов.

Ключевые слова: железнодорожный мост, опора моста, размыв опоры, частота собственных колебаний, измерительная система «Тензор МС»

Для цитирования: Полякова Л. А. Диагностика размывов опор железнодорожных мостов по частотам собственных колебаний // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2023. № 3 (66). С. 5–12. DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_5.

BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

Diagnosis of railway bridge scour by natural vibration frequencies

Lyubov A. Polyakova

Siberian Transport University, Novosibirsk, Russia, vasilchuck97@mail.ru

Abstract. Existing methods for detecting of railway bridge scour do not exclude the occurrence of unforeseen emergencies. This is due to the impossibility of performing work during the flood period, as well as the rather rare frequency of depth measurements on small and medium-sized bridges. Therefore, the aim of the study is to improve the operational reliability of railway bridges by improving the method for detecting bridge scour by the natural vibration frequencies.

In the course of the study, in order to establish the actual dynamic nature of the operation of the railway bridge piers, full-scale measurements of the natural vibration frequencies were performed. The vibration measurement carried out for 30 supports of various designs at the actual depth of foundations. The measurements used the multifunctional measuring system “Tensor MS”. Computational studies completed to predict changes in the fixed

natural vibration frequencies during the development of bridge scour. The developed mathematical models of piers take into account the compatibility of their work with superstructures and interaction with base soils. In this research, nature of the work of the carriages with free vibrations of the structure is estimated. Also, the required degree of detail in the modeling of structures is established to obtain data corresponding to the actually recorded ones. The assessment of the conformity of the model to the actual dynamic nature of the operation of the supports is made by the value of the design coefficient. After verification of the calculation models for all objects of study, the calculation and experimental dependences of the natural vibration frequencies of the piers on the depth of bridge scour are revealed.

The introduction of an improved method for monitoring soil erosion of railway bridge scours will improve the operational reliability of railway bridges, as well as reduce the cost of carrying out work to control the depth of bridge scours.

Keywords: railway bridge, bridge pier, bridge scour, natural vibration frequency, measuring system "Tensor MS"

For citation: Polyakova L. A. Diagnosis of railway bridge scour by natural vibration frequencies. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2023;(66):5–12. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_5.

Введение

По результатам обследования конструкций производят оценку их эксплуатационной надежности. При такой оценке важным параметром является глубина размыва грунта у русловых опор. Несвоевременное обнаружение размыва может повлечь за собой серьезные последствия. Опора может получить крен либо полностью потерять устойчивость, вызвав обрушение пролетных строений. На рис. 1 представлен пример подобной аварии на мосту через р. Северная Кола. Развитие таких дефектов происходит на протяжении всего срока эксплуатации и влияет на безопасность сооружения, что противоречит ст. 36 Федерального закона № 384 [1], которая гласит, что безопасность мостовых сооружений в процессе эксплуатации должна обеспечиваться в ходе осмотров и мониторинга состояния конструкций.

Согласно Инструкции по гидрологическому мониторингу [2] на железнодорожных мостах сети ОАО «РЖД» размывы грунта выявляют путем измерений профилей русла и глубин в зоне местных размывов. Измерения проводят эхолотами, гидролокаторами или традиционными средствами (геодезическими рейками, гидрометрическими штангами, ручными и механическими лотами). Эти измерения выполняют два раза в год только на больших и вне-классных мостах. Как показывает практика, опасные размывы могут развиваться и на средних, и на малых мостах. На малых и средних мостах такие измерения проводят только при необходимости, выявление которой возможно по результатам комплексного подводно-технического обследования специализированной водо-

лазной станцией, проводимого один раз в 10 лет, а также после ремонта подводной части опор [3]. За 10 лет может образоваться размыв с глубиной, критичной для безопасной эксплуатации моста. Также эти методы обладают такими недостатками, как большая трудоемкость и невозможность проведения работ в паводок. Таким образом, актуальность исследования обусловлена необходимостью совершенствования метода обнаружения размывов грунта у русловых опор. А тот факт, что при развитии размыва изменяется изгибная жесткость и свободная длина конструкции, позволил выдвинуть гипотезу о зависимости частоты собственных колебаний опоры от величины размыва грунта.

В зарубежных странах, помимо традиционных методов обнаружения размывов опор мостов (промеров глубин), изучаются другие методы мониторинга. Большое количество исследований посвящено влиянию размывов опор на динамическую работу конструкций моста [4–7]. Но они ведутся не системно, каждая работа посвящена узкому либо лабораторному, либо численному исследованию влияния отдельных параметров. Ввиду этого результаты проводимых исследований не нашли применения в качестве единого метода мониторинга для натурных объектов. Установлено, что апробированные на практике расчетные модели для вычисления собственных частот колебаний опоры, учитывающие ее совместную работу с опирающимися на нее пролетными строениями, отсутствуют.

Таким образом, на основании проведенного анализа имеющихся материалов сформулирована цель исследования, заключающаяся в повышении эксплуатационной надежности

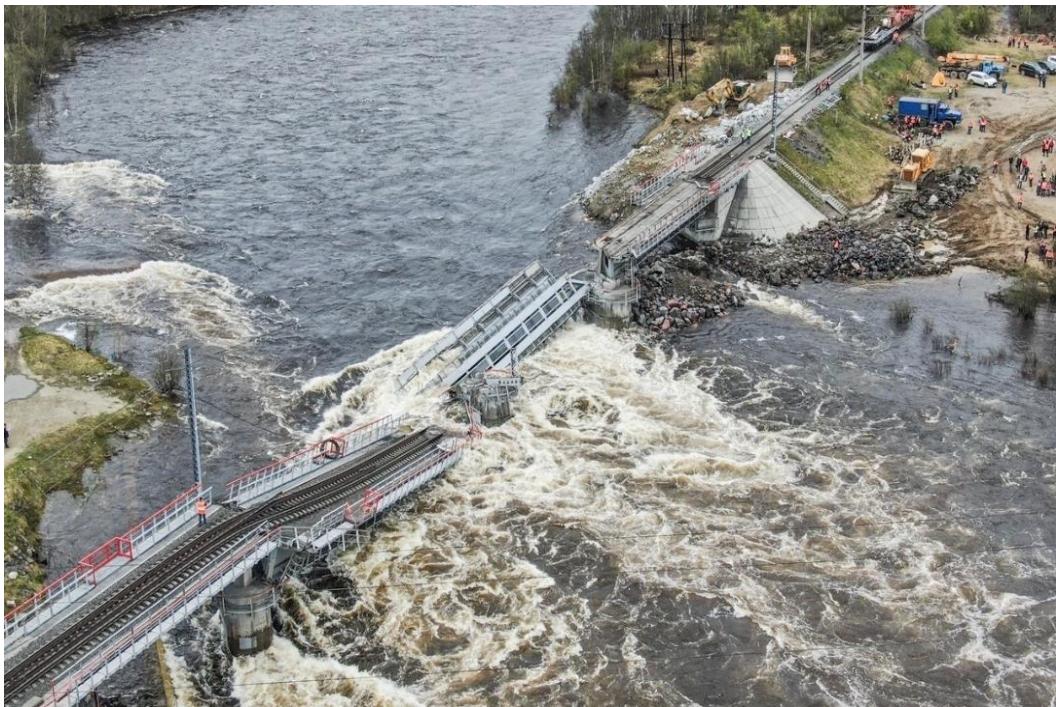


Рис. 1. Последствия аварии на железнодорожном мосту через р. Северная Кола вследствие размыва грунта у руслоевой опоры

железнодорожных мостов за счет совершенствования метода обнаружения размывов грунта у опор по частотам собственных колебаний. Для достижения цели были поставлены следующие задачи:

– проведение натурных измерений частот колебаний различных конструкций опор при фактическом уровне грунта;

– обоснование расчетных допущений частоты колебаний опоры при различном уровне грунта с учетом ее совместной работы с опирающимися на нее пролетными строениями;

– определение зависимостей частот собственных колебаний опор от глубины размыва.

Материалы и методы исследования

Для установления фактического характера динамической работы выполнены натурные исследования для различных конструкций опор. На подготовительном этапе была составлена матрица планирования эксперимента (табл. 1), которая включала в себя те параметры, изменяемость которых нужно было обеспечить: конструктивное исполнение опор, опирающихся на них пролетных строений, опорных частей и

*Таблица 1
Параметры, изменяемые в ходе экспериментов*

Параметр	Значение параметра			
	1	2	3	4
Тип опирающихся на опору пролетных строений	Ферменные разрезные	Балочные разрезные	–	–
Тип опорных частей на опоре	Подвижные катковые + неподвижные балансирующие	Подвижные секторные + неподвижные балансирующие	Шарово-сегментные подвижные и неподвижные	Тангенциальные подвижные и неподвижные
Конструкция тела опоры	Монолитная	Сборно-монолитная	–	–
Тип фундамента	Свайный	Фундамент мелкого заложения	–	–
Глубина заложения фундамента	Индивидуальна для каждой опоры			
Класс грунта основания	Дисперсный несвязный	Скальный	–	–

класс грунта основания. Фактическая глубина заложения фундамента для каждой опоры индивидуальна и определена в ходе натурных измерений.

Вибродиагностика опор под воздействием обращающейся по мосту нагрузки выполнена с использованием оборудования, входящего в состав многофункционального комплекса «Тензор МС», разработанного в Сибирском научно-исследовательском институте мостов Сибирского государственного университета путей сообщения [8]. Поскольку отклонение положения верха опоры заведомо мало, то для измерений применены чувствительные вибродатчики-акселерометры. На долгосрочную перспективу мониторинга на оголовках опор установлены специальные стационарные металлические столики. Процесс выведения конструкции из состояния равновесия представлял собой многократные проезды груженых составов по мосту. Колебания верха опор фиксировали в трех направлениях: в горизонтальной плоскости в продольном и поперечном направлениях и в вертикальной плоскости. Пример установки измерительного оборудования на оголовке опоры представлен на рис. 2. Измерение фактического уровня грунта у опор выполнено методом прямых измерений глубин в зоне местных размывов с применением эхолота и моторной лодки. Согласно [2]

измерения проведены по периметру опоры и по лучевым створам, направленным по нормалям к контуру опоры. Расстояние между промерными вертикалями по длине луча составляет 2–4 м.

Для прогнозирования изменений зафиксированных частот колебаний при развитии размыва проведены расчетные исследования, целью которых является разработка математической модели опоры с учетом ее совместной работы с пролетными строениями. Оценка соответствия модели фактическому динамическому характеру работы опор производится по величине конструктивного коэффициента, вычисляемого по формуле [9]:

$$K = \frac{v_e}{v_{cal}}, \quad (1)$$

где v_e – измеренное значение частоты, Гц; v_{cal} – рассчитанное значение частоты, Гц.

Расчетные модели составлены в программном комплексе Midas Civil [10]. Моделирование тела и фундамента опор на свайном фундаменте выполнено балочными конечными элементами. Что же касается моделирования опор на фундаменте мелкого заложения, то тело опоры может быть выполнено как из балочных, так и из объемных элементов, но при этом сам фундамент моделируется исключительно из объемных элементов. Взаимодействие фундамента опор с грунтом основания

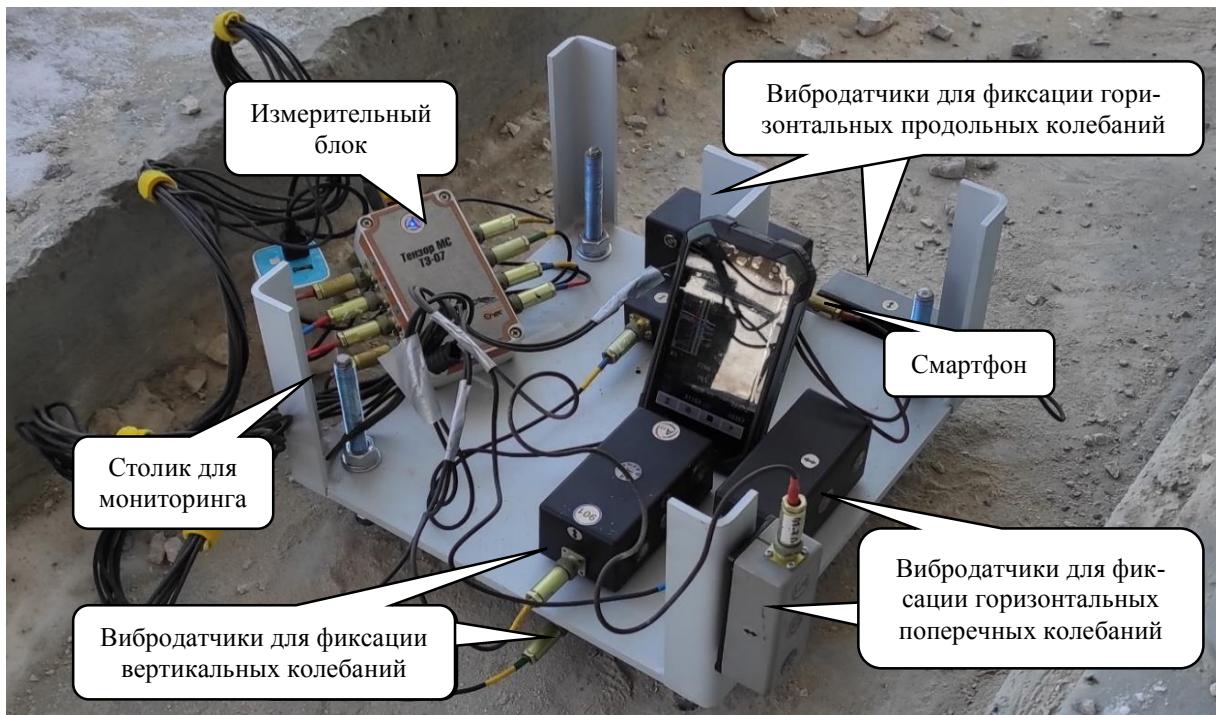


Рис. 2. Общий вид системы «Тензор МС», установленной на опоре

смоделировано одноузловыми связями. Жесткость одноузловых связей вычислена по формуле

$$k_i = K_i z_i d_p h_{zi}, \quad (2)$$

где K_i – коэффициент пропорциональности грунта, кН/м⁴; z_i – глубина заложения, м; d_p – приведенная ширина несущего элемента (сваи или фундамента мелкого заложения), м; h_{zi} – длина сбора нагрузки на узел конечного элемента, м.

Для свайного фундамента вычислена жесткость связи каждой отдельной сваи, для фундамента мелкого заложения – всего массива фундамента и равномерно распределена по узлам контура фундамента. При моделировании грунта принято допущение о равномерной глубине заложения фундамента по контуру. Отметка грунта принята осредненной по контуру фундамента и получена в ходе экспериментов.

Моделирование совместной работы опоры с опирающимися на нее пролетными строениями осуществлялось тремя способами. Первый, самый простой, заключался в приложении массы пролетных строений и мостового полотна на оголовок опоры. Второй и третий способы более трудоемки и заключаются в моделировании самих пролетных строений с приложенной нагрузкой от веса мостового полотна. Пример модели опоры и пролетных строений приведен на рис. 3. Второй и третий способы отличаются друг от друга моделированием опорных частей. В одном случае моделирование подвижных и неподвижных опорных частей выполнено в соответствии с их конструкцией. А в другом случае выдвинута гипотеза, что подвижные опорные части при свободных колебаниях конструкции работают

как неподвижные (сила трения больше активного горизонтального воздействия).

Результаты исследования

По результатам измерений для 30 опор получены виброграммы ускорений верха опор при колебаниях. Обработка виброграмм выполнена с помощью специального программного обеспечения «Тензор МС» [8], в результате получены спектры частот. Анализ виброграмм проводят на характерном участке свободных колебаний, возникающем после прохода подвижного состава. Полученные результаты позволяют оценить фактический динамический характер работы различных конструкций опор. Как видно из примера спектра частот колебаний опоры моста через р. Нижняя Ларба (рис. 4), колебательный процесс опоры носит сложный характер, при выведении опоры из состояния равновесия возбуждаются разные формы колебаний в продольном и поперечном направлениях. Но в качестве частот для дальнейшего анализа приняты наиболее интенсивные низшие частоты колебаний конструкций в продольном направлении моста. В табл. 2 представлены некоторые результаты натурных исследований, по которым установлены частоты собственных колебаний различных конструкций опор железнодорожных мостов при фактической глубине заложения фундаментов.

Некоторые результаты расчетных исследований для сооружений различного конструктивного исполнения приведены в табл. 3. Подобные исследования проведены для всех 30 экспериментальных объектов, по результатам которых анализировались частоты колебаний по 1-й форме (колебание опоры в продольном направлении моста). По результатам исследова-

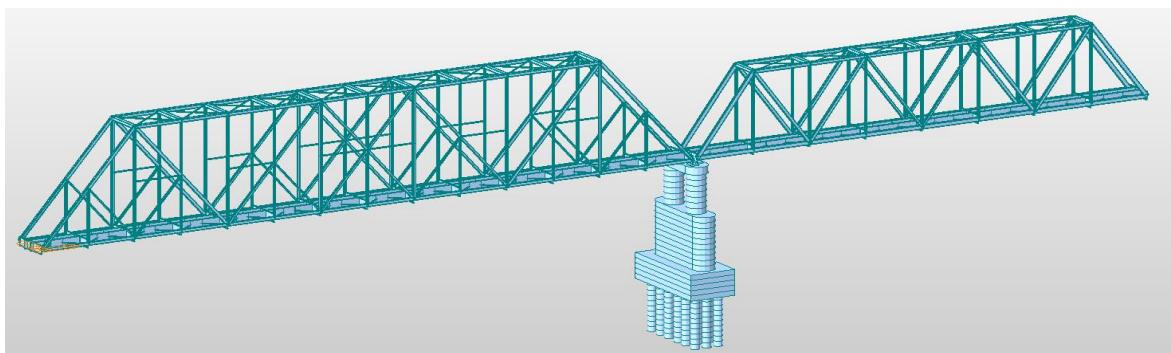


Рис. 3. Модель опоры и опирающихся на нее пролетных строений

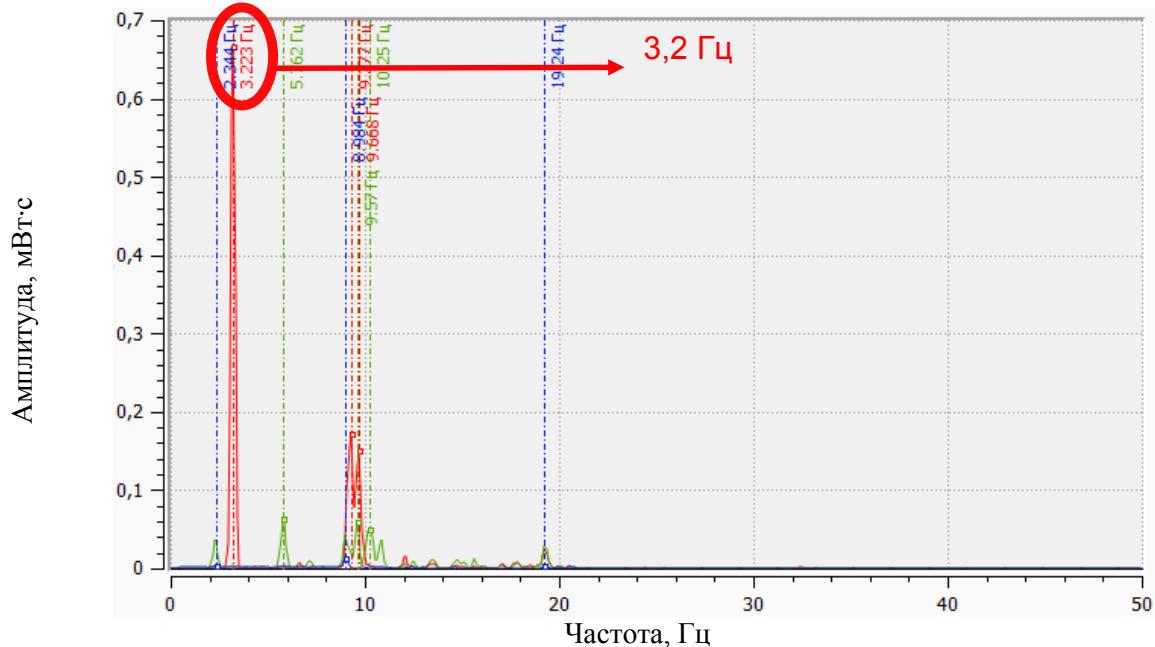


Рис. 4. Спектры частот колебаний опоры моста через р. Нижняя Ларба:
красный – горизонтальные продольные колебания; зеленый – горизонтальные поперечные;
синий – вертикальные

Таблица 2

Частоты собственных колебаний различных конструкций опор

Объект	Тип пролетных строений	Тип опорных частей	Конструкция тела опоры	Тип фундамента	ГЗФ, м	Класс грунта основания	Частота, Гц
1	Балочные разрезные с ортотропной плистой	Шарово-сегментные подвижные и неподвижные	Монолитная	Свайный	6,5	Скальный	3,2
2	Ферменные разрезные	Подвижные секторные + неподвижные балансирующие	Монолитная	ФМЗ	5,8	Дисперсный несвязный	6,0
3	Ферменные разрезные	Подвижные катковые + неподвижные балансирующие	Сборно-монолитная	ФМЗ	2,3	Скальный	3,6
4	Ферменные разрезные	Подвижные катковые + неподвижные балансирующие	Сборно-монолитная	Свайный	28,7	Дисперсный несвязный	3,9
...
30	Ферменное разрезное + балочное разрезное	Подвижные катковые + неподвижные балансирующие	Монолитная	Свайный	13,8	Скальный	2,8

Примечание. ГЗФ – глубина заложения фундамента; ФМЗ – фундамент мелкого заложения.

ний наилучшая сходимость расчетных данных с фактическими, оцениваемая значением конструктивного коэффициента, получена при моделировании пролетных строений (ПС) с учетом гипотезы о неподвижности опорных частей (ОЧ) при свободных колебаниях.

Затем по уже верифицированным расчетным моделям для всех объектов исследования выявлены зависимости частоты колебаний опор от глубины размыва. Как видно из графика, представленного на рис. 5, при увеличении глубины размыва грунта у опоры проис-

Таблица 3

Частоты собственных колебаний различных конструкций опор

Объект	$v_{\text{факт}}$, Гц	Моделирование ПС в виде приложенной массы		Моделирование ПС с учетом его жесткости (подвижные + неподвижные ОЧ)		Моделирование ПС с учетом его жесткости (неподвижные ОЧ)	
		v , Гц	K	v , Гц	K	v , Гц	K
1	4,4	2,4	1,833	3,8	1,158	4,4	1,000
2	4,9	4,4	1,114	3,3	1,485	4,7	1,043
3	3,5	3,1	1,129	3,2	1,094	3,6	0,972

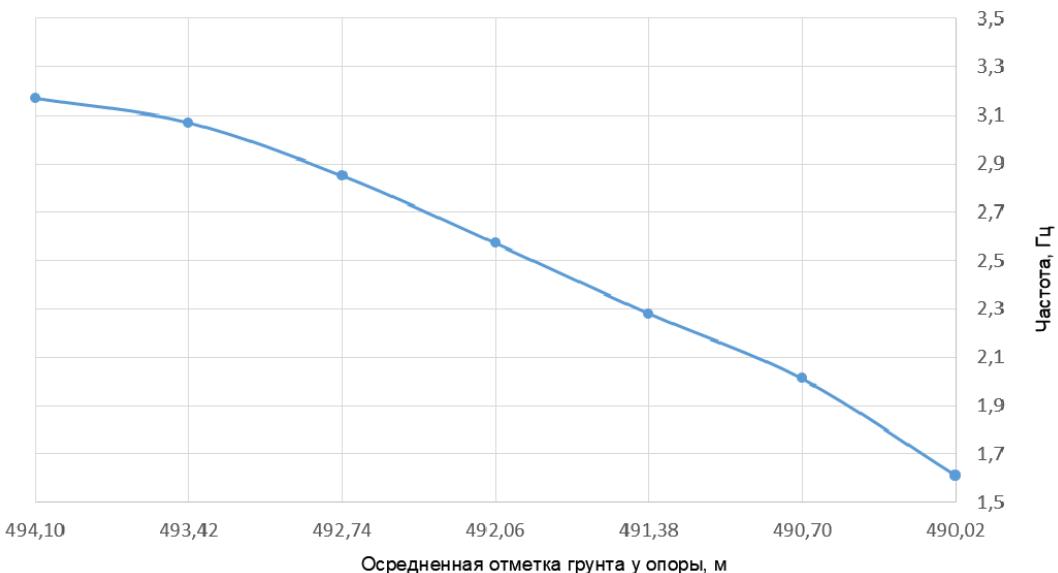


Рис. 5. Изменение частоты собственных колебаний опоры по 1-й форме в зависимости от глубины размыва (мост через р. Нижняя Ларба)

ходит существенное уменьшение значения частоты собственных колебаний. Следует отметить, что влияние различных неисправностей, характерных для тела опоры, на частоты собственных колебаний, как правило, незначительно.

Выводы

По результатам проведенного исследования можно сделать следующие выводы:

1. Установлен фактический характер динамической работы (частоты собственных колебаний) конструкций опор железнодорожных мостов при различных инженерно-геологических условиях и конструктивных решениях.

2. Уточнена математическая модель для определения частот собственных колебаний опор при различной глубине заложения фунда-

мента, описывающая взаимодействие опоры и опирающихся на нее пролетных строений путем учета фактического характера работы опорных частей при свободных колебаниях.

3. Установлены расчетно-экспериментальные зависимости частот собственных колебаний опор от глубины размыва.

Таким образом, по результатам исследования усовершенствован метод обнаружения размывов грунта у опор по частотам собственных колебаний [11]. Внедрение описанного метода мониторинга размывов грунта у опор железнодорожных мостов позволит повысить эксплуатационную надежность железнодорожных мостов, а также сократить затраты на проведение работ по контролю глубин размывов.

Список источников

1. Российская Федерация. Законы. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений : федеральный закон № 384-ФЗ : [принят Государственной думой 23 декабря 2009 г. : одобрен Советом Федерации 25 декабря 2009 г.]. Москва : Кремль, 2009. 33 с.

2. Инструкция по гидрологическому мониторингу мостовых переходов ОАО «РЖД» : утверждена распоряжением ОАО «РЖД» от 12.12.2012 № 2540р. Москва, 2013. URL: <http://scbist.com/scb/uploaded/docs/2012/dekabr-2012/3873-rasporyazhenie-oao-rzhd-ot-12-12-2012-n-2540r.htm> (дата обращения: 17.04.2023).
3. Инструкция по содержанию искусственных сооружений : утверждена распоряжением ОАО «РЖД» от 02.10.2020 № 2193/р. Москва, 2020. 88 с.
4. Realtime monitoring of bridge scour using remote monitoring technology / J. L. Briaud, S. Hurlebaus, K. Chang [et al.]. Austin, USA, 2011. URL: <http://tti.tamu.edu/documents/0-6060-1.pdf> (дата обращения: 17.04.2023).
5. Implementation of a vibration-based bridge health monitoring system on scour issue / T. K. Lin, Y. P. Wang, M. C. Huang, C. A. Tsai // Applied Mechanics and Materials. 2013. Vol. 284/287. P. 1351–1357.
6. Motion sensors for scour monitoring: laboratory experiment with a shallow foundation / C. Yao, C. Darby, O.-Y. Yu [et al.] // GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design. West Palm Beach, USA, 2010. P. 970–979.
7. Application of finite element method and genetic algorithms in bridge scour detection / H. Y. Huang, W. Y. Chou, S. H. Ju, C. W. Feng // Society for Social Management Systems Internet Journal. 2012. Vol. 8. URL: <http://hdl.handle.net/10173/1027> (дата обращения: 17.04.2023).
8. Малогабаритные автоматизированные системы для диагностики ИССО / С. А. Бокарев, И. И. Снежков, А. Н. Яшнов, А. В. Слюсарь // Путь и путевое хозяйство. 2007. № 9. С. 25–26.
9. СП 79.1330.2012. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний : актуализированная редакция СНиП 3.06.07-86* / ОАО «ЦНИИС». Москва : ФАУ «ФЦС», 2012. 33 с.
10. Руководство по расчетам Midas Civil. Москва : Midas Information Technology, 2012. 269 с.
11. Патент 2778277 Российской Федерации, МПК G01M 7/00. Способ мониторинга технического состояния мостовых опор в процессе их эксплуатации : № 2021122624 : заявлен 28.07.2021 : опубликован 17.08.2022 / Васильчук Л. А., Чаплин И. В., Яшнов А. Н., Стрекаловский П. Н. ; заявитель и патентообладатель СГУПС. 2 с.

References

1. Federal Law “Technical Regulations on the Safety of Buildings and Structures” dated December 23, 2009 No. 384-FZ. Moscow: Kremlin; 2009. 33 p. (In Russ.).
2. Instructions for hydrological monitoring of bridge crossings of Russian Railways. Order of Russian Railways dated 12.12.2012 No. 2540r. Moscow; 2013. (In Russ.). URL: <http://scbist.com/scb/uploaded/docs/2012/dekabr-2012/3873-rasporyazhenie-oao-rzhd-ot-12-12-2012-n-2540r.htm>.
3. Instructions for the maintenance of artificial structures. Order of Russian Railways dated 02.10.2020 No. 2193/r. Moscow; 2020. 88 p. (In Russ.).
4. Briaud J. L., Hurlebaus S., Chang K. [et al.]. Realtime monitoring of bridge scour using remote monitoring technology. Austin, USA; 2011. URL: <http://tti.tamu.edu/documents/0-6060-1.pdf>.
5. Lin T. K., Wang Y. P., Huang M. C., Tsai C. A. Implementation of a vibration-based bridge health monitoring system on scour issue. *Applied Mechanics and Materials*. 2013;284-287:1351–1357.
6. Yao C., Darby C., Yu O.-Y. [et al.]. Motion sensors for scour monitoring: laboratory experiment with a shallow foundation. *GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design*. West Palm Beach, USA; 2010. P. 970–979.
7. Huang H. Y., Chou W. Y., Ju S. H., Feng C.W. Application of finite element method and genetic algorithms in bridge scour detection. *Society for Social Management Systems Internet Journal*. 2012;8. URL: <http://hdl.handle.net/10173/1027>.
8. Bokarev S. A., Snejzhkov I. I., Yashnov A. N., Slyusar A. V. Small-sized automated systems for diagnosing of artificial structures. *Railway Track and Facilities*. 2007;(9):25–26.
9. SP 79.1330.2012. Bridges and culverts. Rules of examination and test. Updated edition of SniP 3.06.07-86. TsNIIS. Moscow: FAU FCC; 2012. 33 p. (In Russ.).
10. Midas Civil Calculation Manual. Moscow: Midas Information Technology; 2012. 269 p.
11. Vasilchuk L. A., Chaplin I. V., Yashnov A. N., Strekalovskiy P. N. Patent 2778277 of the Russian Federation, IPC G 01 M 7/00. A method for monitoring the technical condition of bridge piers during their operation. Applicant and patent holder Siberian Transport University. No. 2021122624; declared 28.07.2021; published 17.08.2022. 2 p. (In Russ.).

Информация об авторе

Л. А. Полякова – аспирант кафедры «Мосты» Сибирского государственного университета путей сообщения.

Information about the author

L. A. Polyakova – Postgraduate of the Bridges Department, Siberian Transport University.

Статья поступила в редакцию 13.04.2023; одобрена после рецензирования 29.05.2023; принята к публикации 21.06.2023.

The article was submitted 13.04.2023; approved after reviewing 29.05.2023; accepted for publication 21.06.2023.

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья

УДК 624.159.2

doi 10.52170/1815-9265_2023_66_13

Прогнозирование и обоснование сроков службы проектируемых железобетонных мостов

Дмитрий Александрович Шестовицкий^{1✉}, Валерий Николаевич Мячин²,
Дмитрий Андреевич Ярошутин³, Андрей Борисович Зорин⁴

¹ Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, Санкт-Петербург, Россия

^{2,4} Научно-исследовательский и проектный институт территориального развития и транспортной инфраструктуры, Санкт-Петербург, Россия

³ ООО «Центр компетенции «Мосты», Санкт-Петербург, Россия

¹ shestovitsky@mail.ru[✉]

² vnmyachin@yandex.ru

³ day.ckmost@gmail.com

⁴ andzorin92@mail.ru

Аннотация. В статье обозначена проблема директивного назначения сроков службы мостов в действующих нормативных документах при отсутствии механизмов расчета и обоснования данных сроков для конкретного сооружения с учетом условий его эксплуатации. Срок службы является одной из определяющих характеристики, ответственных за основные параметры мостового сооружения. Перечислены существующие перспективные подходы, которые могут быть применены для прогнозирования долговечности мостов, а также указаны основные дефекты, которые часто встречаются при обследовании железобетонных автодорожных мостов. В данном исследовании предлагается методика определения срока службы железобетонной плиты проезжей части балочного пролетного строения, основанная на описании механизмов деградации защитного слоя и кинетики протекания коррозионных процессов. Период деградации защитного слоя описывается двумя процессами, идущими параллельно: карбонизацией бетона, а также проникновением и накоплением до критического значения хлоридов. В основе описания данных процессов лежат фундаментальные законы аналитической теории диффузии А. Фика. Модель изменения таких климатических параметров, как температура и влажность окружающей среды, предлагается представлять в виде синусоидальной функции. Предложена кусочно-линейная функция изменения поверхностной концентрации хлоридов во времени, имитирующая резкое возрастание концентрации в зимний период от обработки проезжей части автодорожных мостов противогололедными материалами. Представлен стохастический подход, позволяющий учитывать случайный характер исходных параметров, в основе которого лежит метод Монте-Карло. Выполнен расчет в соответствии со стохастической моделью железобетонного балочного пролетного строения моста, по результатам которого получены гистограммы распределения основных периодов срока службы, а также построены интегральные функции распределения.

Ключевые слова: срок службы, дефекты железобетонных мостов, законы диффузии, стохастический подход, метод Монте-Карло

Для цитирования: Прогнозирование и обоснование сроков службы проектируемых железобетонных мостов / Д. А. Шестовицкий, В. Н. Мячин, Д. А. Ярошутин, А. Б. Зорин // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2023. № 3 (66). С. 13–27. DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_13.

BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

Predicting and justification the service life designed reinforced concrete bridges

Dmitriy A. Shestovitskiy^{1✉}, Valeriy N. Myachin², Dmitriy A. Yaroshutin³, Andrey B. Zorin⁴

¹ Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Russia

^{2,4} Research and Design Institute of Territorial Development and Transport Infrastructure, Saint Petersburg, Russia

³ ООО Bridges Competence Center, Saint Petersburg, Russia

¹ shestovitsky@mail.ru[✉]

² vnmyachin@yandex.ru

³ day.ckmost@gmail.com

⁴ andzorin92@mail.ru

Abstract. The article outlines the problem of directive assignment of the bridges service life in the current regulatory documents, in the absence of mechanisms for calculating and justifying these terms for a particular structure taking into account the conditions of its operation. The service life is one of the defining characteristics responsible for the main parameters of the bridge structure. The existing promising approaches that can be used to predict the durability of bridges are listed, as well as the main defects that are often encountered when examining reinforced concrete road bridges. This study proposes a method for determining the service life of a reinforced concrete slab of a carriageway of a beam span, based on the description of the mechanisms of degradation of the protective layer and the kinetics of corrosion processes. The period of degradation of the protective layer is described by two processes running in parallel: the carbonization of concrete, as well as the penetration and accumulation of chlorides to a critical value. The description of these processes is based on the fundamental laws of the Fick's laws of diffusion. The model of changes in such climatic parameters as ambient temperature and humidity is proposed to be represented as a sinusoidal function. A piecewise linear function of the change in the surface concentration of chlorides over time is proposed, simulating a sharp increase in the concentration in the winter period from the treatment of the carriageway of road bridges with anti-icing materials. A stochastic approach is presented that makes it possible to take into account the random nature of the initial parameters, which is based on the Monte Carlo method. The calculation was carried out in accordance with the stochastic model of the reinforced concrete beam superstructure of the bridge. Based on the calculation results, distribution histograms of the main service life periods were obtained, and integral distribution functions were constructed.

Keywords: service life, reinforced concrete bridge defects, diffusion laws, stochastic approach, Monte Carlo method

For citation: Shestovitskiy D. A., Myachin V. N., Yaroshutin D. A., Zorin A. B. Predicting and justification the service life designed reinforced concrete bridges. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2023;(66):13–27. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_13.

Введение

Долгое время вопрос долговечности мостовых сооружений обсуждался лишь в научных кругах и профессиональных сообществах. В нормах, по которым запроектирована большая часть отечественных мостов, сроки службы не регламентировались, термин «долговечность» отсутствовал. Инженер-проектировщик по наитию предполагал, что долговечность конструкции и необходимый срок службы будут обеспечены выполнением всех требований норм проектирования.

И только в последнее время проблема прогнозирования ресурса, назначения и обоснования сроков службы мостовых сооружений становится объектом исследования не только ученых, но и большого количества инженеров всего мира. При этом директивное назначение сроков службы [1, 2], без их математического определения, не позволяет инженерам аргументированно обосновывать эти сроки.

В пункте 4.2 ГОСТ 27751–2014 указывается, что при проектировании строительных объектов необходимо учитывать возможное влияние на них агрессивной среды (попеременное замораживание и оттаивание, наличие противогололедных реагентов, воздействие морской воды, выбросов промышленных производств) [3]. В пункте 4.3 зафиксировано, что

расчетные сроки службы проектируемых строительных объектов должен определять генпроектировщик по согласованию с заказчиком. Какие изменения необходимо внести в проект, если по требованию заказчика необходимо обеспечить срок службы на уровне 150 лет? Как учесть при проектировании и в расчетах по предельным состояниям влияние противогололедных реагентов или повышенного уровня углекислого газа в определенном регионе? Какой будет начальная надежность сооружения, запроектированного в соответствии с требованиями действующих норм? На данные вопросы проектировщики ответов не имеют, ведь действующие нормы проектирования мостовых конструкций не содержат методики расчета и обоснования сроков службы с учетом указанных воздействий. Расчетные зависимости проверки сечений не являются функциями времени, а коэффициенты надежности учитывают вероятностную случайную природу величин, но не их изменение во времени. Проблема долговечности конструкции остается полностью в области опыта и интуиции инженера-проектировщика.

В 2002 г. Минтранс утвердил Концепцию улучшения состояния мостовых сооружений [4]. В данном документе состояние 18 % мостовых сооружений было определено как не-

удовлетворительное, аварийными считались 400 мостов (около 1 %). Концепция ставила цель в течение нескольких лет, к 2005 г., свести количество аварийных мостов в России к нулю, однако достичь этого не удалось ни к 2005-му, ни к 2023-му. По данным [5], на март 2021 г. более 5,5 тыс. искусственных сооружений находились в аварийном и предаварийном состоянии.

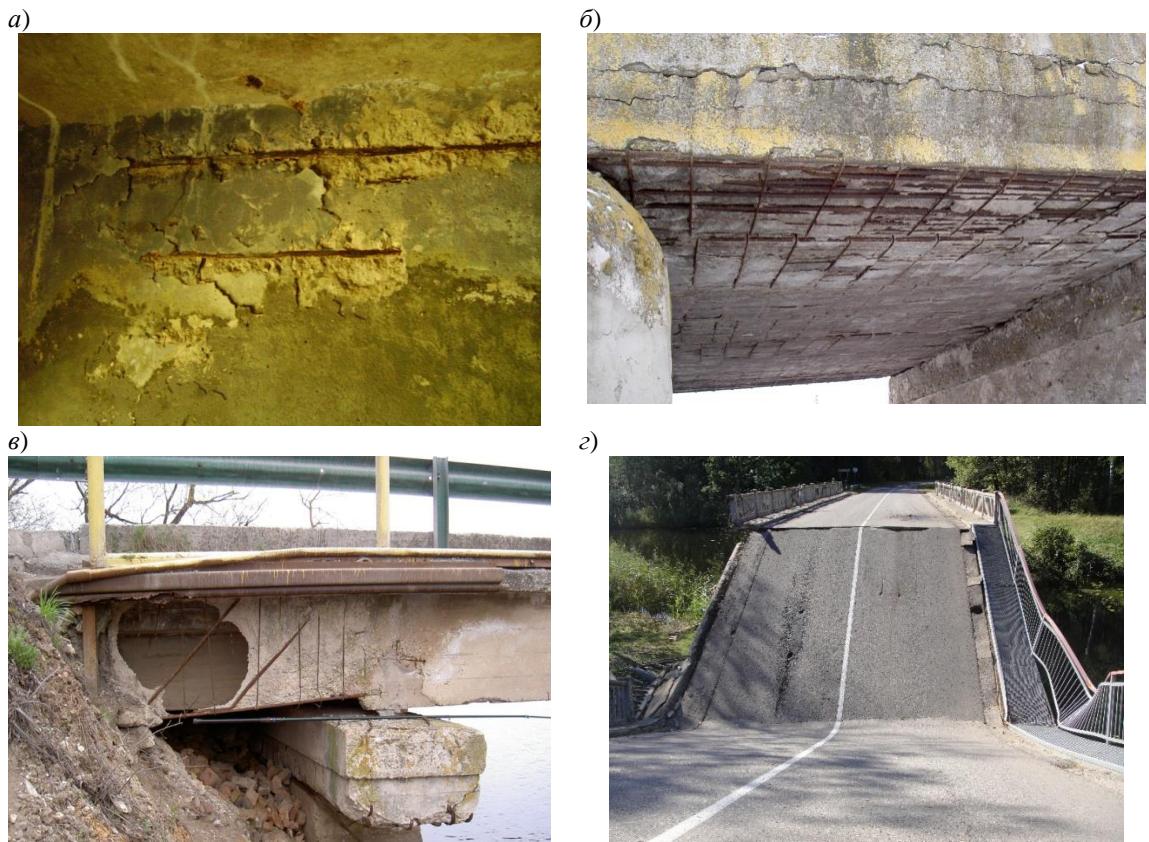
На сегодняшний день можно констатировать, что количество мостов, требующих реконструкции или капитального ремонта, не уменьшается. В этой связи необходимость в новых научных подходах, позволяющих оценивать и прогнозировать техническое состояние на всех стадиях жизненного цикла, стремительно возрастает.

Проблема несоответствия фактического и ожидаемого сроков службы мостов является актуальной для многих стран мира. В исследовании [6] приводится гистограмма распределения сроков службы парка мостов США. Средний фактический срок службы составляет 43 года. Авторы высказывают обеспокоенность тем, что теоретическое проектное

обоснование сроков службы данных мостов было на уровне 50 лет и теперь большинство из них приближается к окончанию своего теоретически обоснованного срока службы, дефицит мостов на момент публикации составляет 1 к 9, в ближайшие 10 лет, по мнению авторов, этот дефицит вырастет до отношения 1 к 4.

Примеры одних из наиболее часто встречающихся дефектов железобетонных мостов, которые связаны со снижением долговечности сооружений и наступлением предельных состояний, приведены на рис. 1.

На сегодняшний день ряд отечественных ученых сумели разработать и обозначить несколько перспективных подходов к прогнозированию долговечности элементов мостов, в основе которых лежат: механика разрушения [7], гипотеза Пальмгрена – Майнера [8], теория случайных марковских процессов [9], теория вероятности и математической статистики [10], механизмы деградации бетона и коррозии арматуры [11, 12], уравнение Пэриса – Эрдогана и др. Анализ существующих методик и подходов позволяет сделать вывод о том, что большинство из них направлены на



*Рис. 1. Периоды деградации железобетонной балки до наступления предельного состояния:
а – разрушение и отслоение бетона защитного слоя; б – начало коррозии арматуры балки;
в – разрушение балки пролетного строения; г – разрушение моста*

оценку остаточной долговечности мостовых конструкций, в то время как в современных условиях необходимо обосновывать и оценивать ресурс проектируемых объектов.

Предлагаемая модель прогнозирования срока службы

В основе описания модели лежит гипотеза о том, что срок службы железобетонного элемента состоит из суммы периодов, показанных на рис. 2.

Предлагаемая модель представляет срок службы железобетонного пролетного строения в виде суммы временных периодов, которые следуют друг за другом:

1. Период депассивации бетона защитного слоя, который сопровождается двумя процессами, идущими параллельно и независимо друг от друга: карбонизацией и накоплением концентрации хлоридов на поверхности арматуры до критического значения.

2. Период начала коррозии арматуры, который характеризуется коррозией арматуры закрытого типа с насыщением порового пространства вокруг арматуры продуктами коррозии и началом формирования микротрещин в бетоне.

3. Период развития микротрещин до уровня трещины нормативного значения, что соответствует наступлению предельных состояний второй группы. Скорость коррозии растет параллельно с раскрытием трещины, так как агрессивная среда напрямую попадает к поверхности арматуры.

4. Период интенсивной коррозии арматуры, который сопровождается снижением площади арматуры до предельного значения, что соответствует наступлению предельного состояния первой группы.

Модель деградации защитного слоя

Период деградации защитного слоя описывается двумя параллельно идущими процессами: карбонизацией бетона защитного слоя и проникновением хлоридов в бетон защитного слоя. Начало коррозии арматуры наступит при достижении либо фронта карбонизации поверхности арматуры, либо критической концентрации хлоридов на глубине, равной величине защитного слоя.

Для описания процесса карбонизации защитного слоя используется усовершенствованное решение дифференциального уравнения первого закона А. Фика:

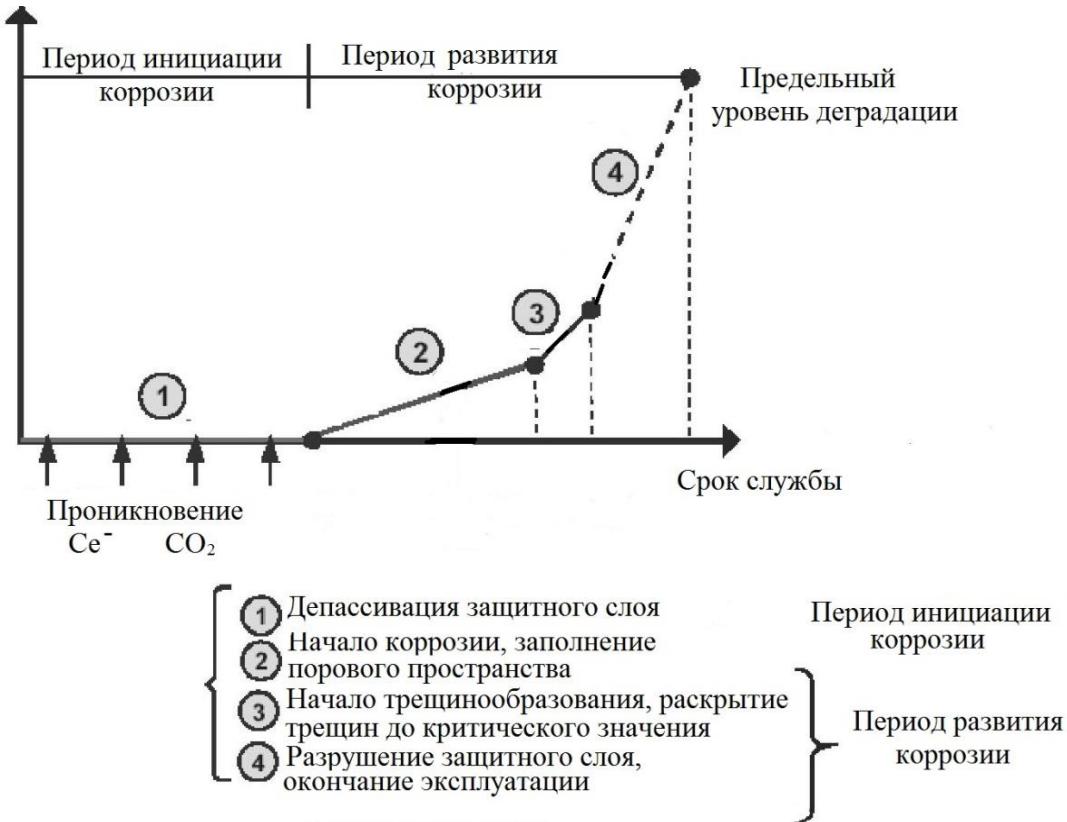


Рис. 2. Периоды деградации железобетонной балки до наступления предельного состояния

$$x_{carb}(t) = \sqrt{\frac{2D(t)}{a} \int_{t_0}^t f_1(T)f_2(W)k_{site}C_{CO_2}(t)dt} \times \left(\frac{t_0}{t}\right)^{n_m}, \quad (1)$$

где $D(t)$ – коэффициент диффузии углекислого газа в бетоне в зависимости от времени, $\text{см}^2/\text{с}$; a – количество CO_2 , необходимое для превращения гидроксида кальция в карбонат кальция, $\text{кг}/\text{м}^3$; t – время эксплуатации, годы; t_0 – 1 год; $f_1(T), f_2(W)$ – функции, учитывающие влияние температуры и влажности окружающей среды; k_{site} – коэффициент, учитывающий повышенное содержание углекислого газа в больших городах и мегаполисах; $C_{CO_2}(t)$ – изменение концентрации CO_2 во времени, $10^{-3} \text{ кг}/\text{м}^3$ ($1 \text{ ppm} = 0,0019 \cdot 10^{-3} \text{ кг}/\text{м}^3$); n_m – коэффициент, связанный с частотой циклов увлажнения/просушки и принимаемый в зависимости от степени защиты поверхности.

Детально данные параметры расписаны в [13, 14].

Процесс диффузии хлоридов описывается модифицированным нелинейным дифференциальным уравнением аналитической теории диффузии второго закона А. Фика:

$$\frac{dC_f}{dt} = \frac{f_1(T) \cdot f_2(W) \cdot f_3(t) \cdot f_4(\sigma) \cdot D_{Cl,0}}{1 + (1/\omega_e) \cdot (\partial C_b / \partial C_f)} \frac{d^2 C_f}{dx^2}, \quad (2)$$

где C_f – концентрация свободных (несвязанных) хлоридов в бетоне, $\text{кг}/\text{м}^3$; $f_3(t)$ – функция, учиты-

вающая влияние времени; $f_4(\sigma)$ – функция, учитывающая влияние напряжений в бетоне на скорость диффузии; $D_{Cl,0}$ – начальный коэффициент диффузии хлоридов в бетоне, $\text{м}^2/\text{с}$; ω_e – свободная поровая влажность; $\partial C_b / \partial C_f$ – связывающая способность бетона (принята по закону Лангмюра); C_b – концентрация связанных хлоридов в бетоне, $\text{кг}/\text{м}^3$; x – глубина защитного слоя бетона.

Нелинейное дифференциальное уравнение (2) решается методом конечных разностей в явной форме. Детально способ решения, а также исходные параметры формулы (2) определены в [13].

Модель изменения климатических условий во времени: температура и влажность

Сезонные колебания температуры и влажности предполагается моделировать в виде синусоидальной функции в зависимости от времени (рис. 3):

$$f_{T,W}(t) = \frac{\phi_{\max} + \phi_{\min}}{2} + \frac{\phi_{\max} - \phi_{\min}}{2} \sin(2\pi t), \quad (3)$$

где ϕ_{\max} , ϕ_{\min} – максимальное и минимальное среднее значение температуры или влажности соответственно; t – время, годы.

Модель учета применения противогололедных материалов в зимний период

Эксплуатация автодорожных мостов со пряжена с обработкой проезжей части противогололедными материалами (ПГМ) в зимнее время (рис. 4).

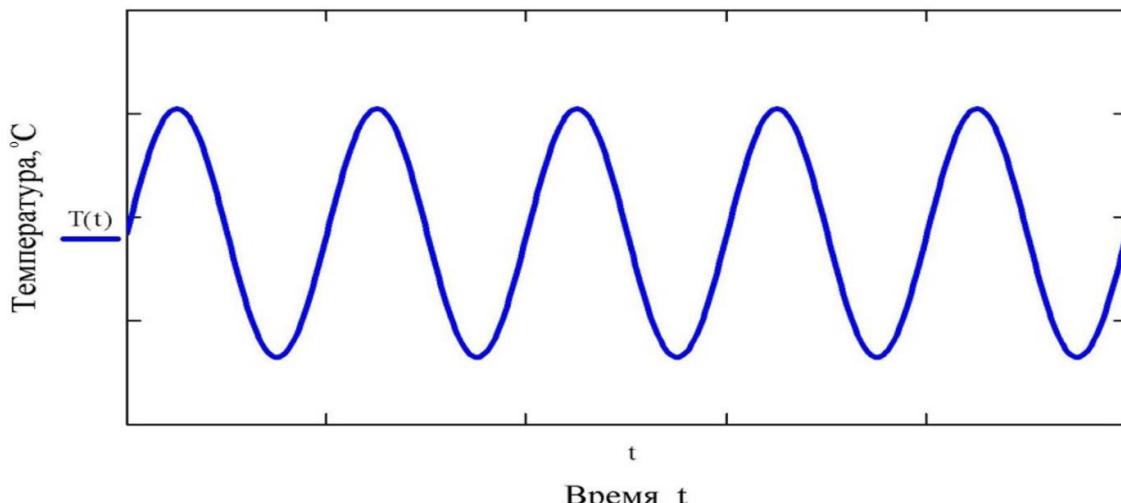


Рис. 3. Изменение температуры в соответствии с формулой (3)

Изменение концентрации хлоридов на поверхности железобетонных элементов пролетных строений предлагается моделировать в виде кусочно-линейной функции, которая имитирует резкое возрастание концентрации хлоридов в период отрицательных температур (рис. 5).

Блок-схема определяющего дифференциального уравнения диффузии приведена на рис. 6.

В связи с ограниченным объемом публикации модель трещинообразования и ее учета при увеличении скорости коррозии не приводится. Более детально данные математические выкладки представлены в [13].

Модель снижения несущей способности из-за коррозии арматуры

Несущая способность по изгибающему моменту железобетонного сечения с учетом

уменьшения площади армирования из-за коррозии (рис. 7) может быть записана следующим образом:

$$M_{\text{нec}}(i_{\text{corr}}(t)) = R_s A_s(i_{\text{corr}}(t)) \times \times \left(h_0(t) - 0,5 \frac{R_s A_s(i_{\text{corr}}(t))}{R_b b} \right), \quad (4)$$

где R_s , R_b – сопротивление арматуры растяжению и бетона сжатию соответственно, МПа; $A_s(i_{\text{corr}}(t))$ – площадь армирования в зависимости от скорости коррозии, см²; $h_0(t)$ – рабочая высота сечения с учетом изменения площади армирования во времени, см; b – расчетная толщина бетона сжатой зоны, см.

Стохастический подход

Характер всех исходных величин, геометрических параметров конструкции, прочност-



Рис. 4. Нанесение противогололедных материалов:
а – на тротуары; б – на проезжую часть

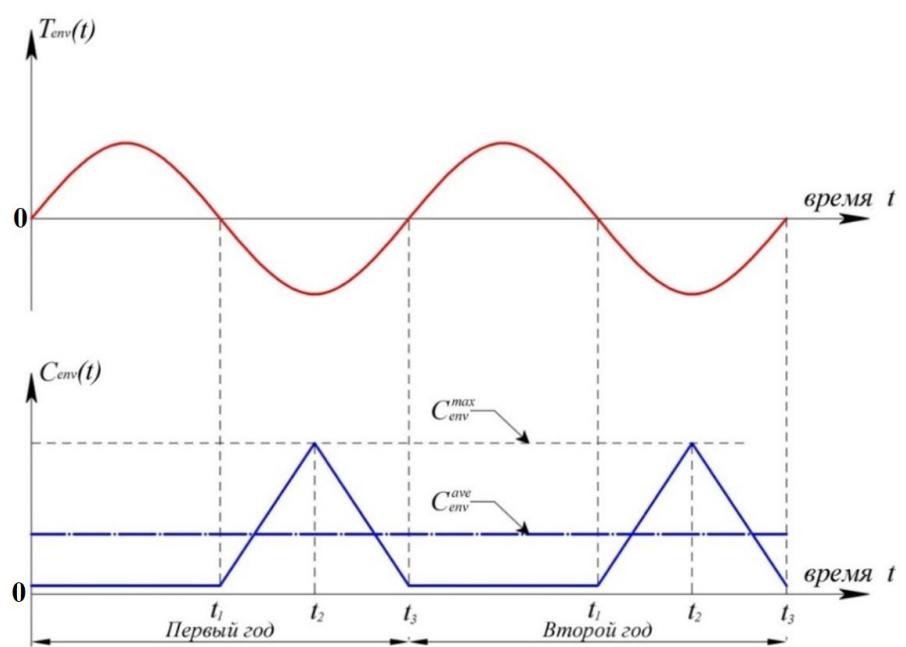


Рис. 5. Функция поверхностной концентрации хлоридов с учетом обработки ПГМ проезжей части мостов

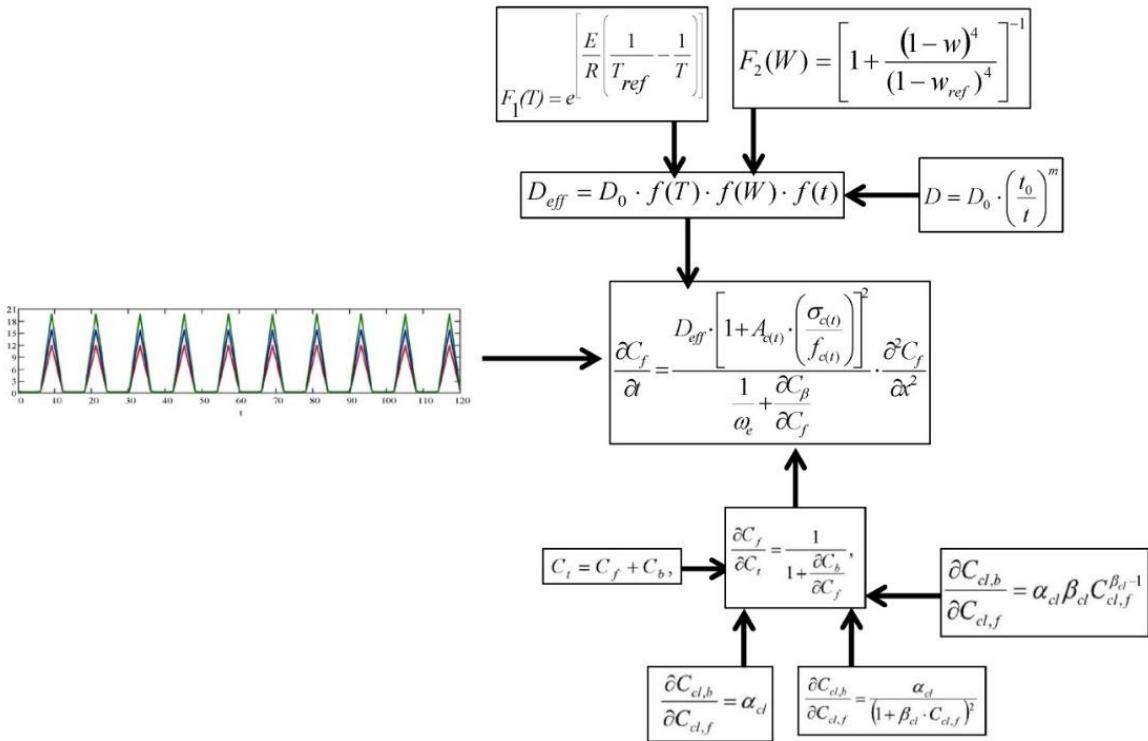


Рис. 6. Блок-схема дифференциального уравнения диффузии хлоридов в бетоне защитного слоя

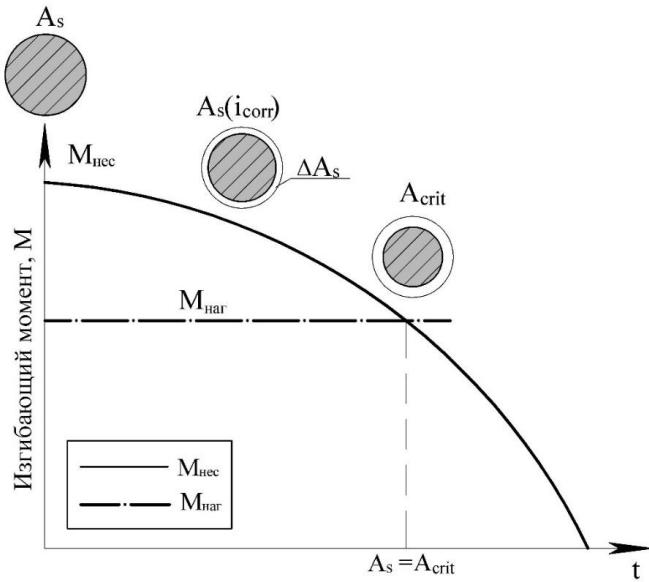


Рис. 7. Изменение несущей способности во времени с учетом коррозии арматуры

ных свойств материалов и нагрузок является случайным (стохастическим) и имеет определенный статистический разброс. Долговечность сооружения формируется исходя из данных параметров, которые являются случайными, в связи с чем долговечность, как величина, также имеет стохастический, случайный характер с определенным разбросом возможных значений.

В вероятностной постановке функцию предельного состояния можно представить в виде

$$g(X) = R(X) - S(X), \quad (5)$$

где R и S – несущая способность и суммарное воздействие соответственно; X – вектор случайных параметров.

В таком случае для оценки безопасности и надежности сооружения будет использоваться

вероятность наступления предельного состояния, которая может быть определена как

$$p_f = P[g(X) \leq 0] = \int_{g(X) \leq 0} f_X(x) dx_1 \dots dx_n, \quad (6)$$

где $f_X(x)$ – функция совместной плотности распределения вектора случайных переменных X .

Аналитически уравнение (6) решить невозможно. Поэтому для численного решения применяется метод Монте-Карло, при котором вероятность наступления предельного состояния определяется отношением

$$p_{g(x)>0} = \frac{N_{g(x)>0}}{N}, \quad (7)$$

где $p_{g(x)>0}$ – вероятность наступления предельного состояния; $N_{g(x)>0}$ – количество численных расчетов, в котором предельное состояние наступило; N – общее количество численных расчетов.

Ниже приведены несколько примеров численных реализаций изменения температуры окружающей среды (рис. 8), поверхностной

концентрации хлоридов (рис. 9) и концентрации хлоридов на глубине защитного слоя во времени (рис. 10), как случайных гауссовых процессов.

Пример расчета по стохастической модели

Исходные данные

Железобетонное балочное пролетное строение (рис. 11) составлено из шести балок длиной 24 м (типовой проект, инв. № 384/27). Армирование плиты выполнено арматурой Ø16 мм класса А400. Физические параметры бетона с характеристиками их распределения приведены в табл. 1. Сооружение запроектировано и построено в г. Анапе и расположено на дороге государственного значения. Средняя влажность наиболее влажного/сухого месяца 87/63 %. Средняя температура наиболее теплого/холодного месяца 22,8/-2,7 °C. Предельное состояние достигается при достижении площадью армирования плиты проезжей части критического значения. Рассматрива-

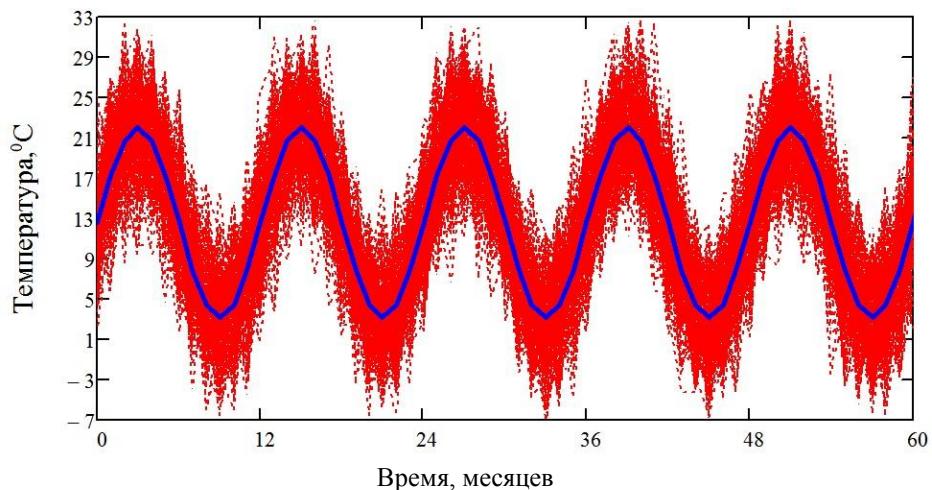


Рис. 8. Сценарии изменения температуры окружающей среды (500 реализаций)

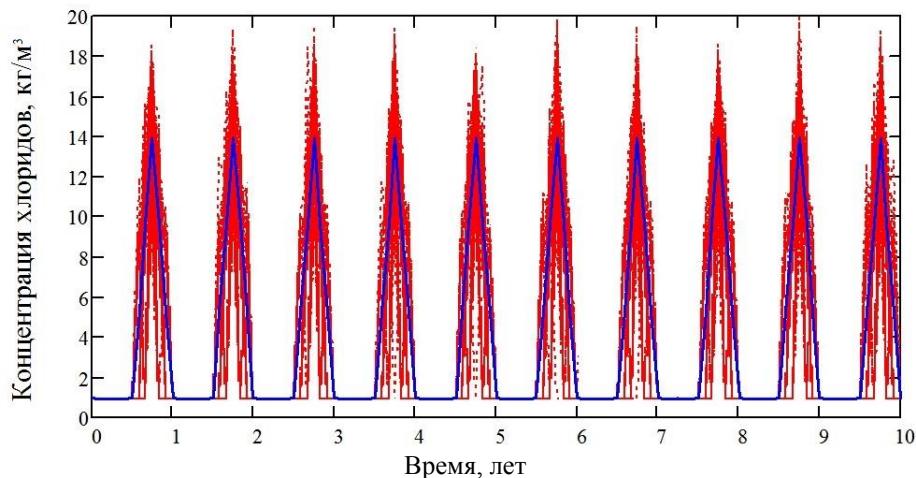


Рис. 9. Сценарии изменения поверхностной концентрации хлоридов (500 реализаций)

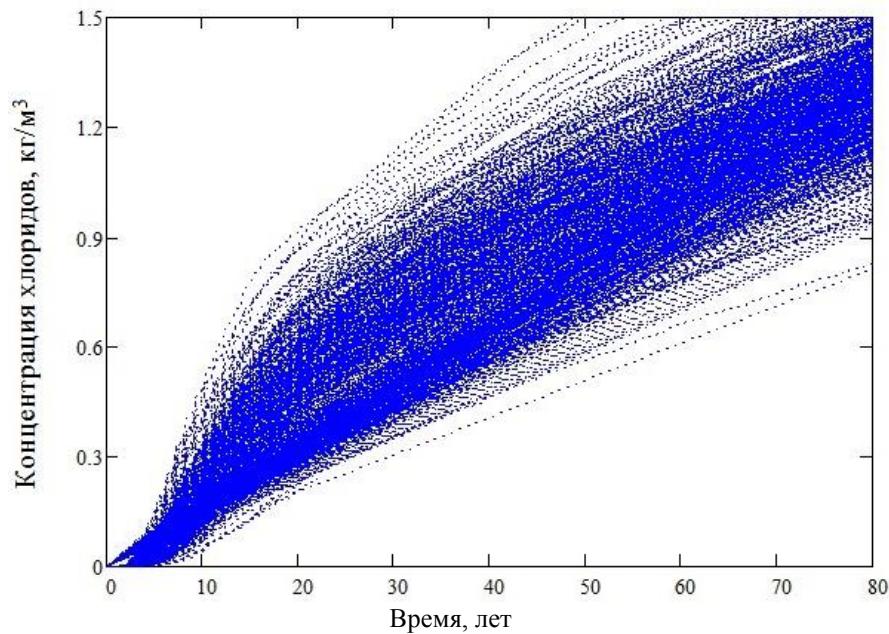


Рис. 10. Определение изменения концентрации хлоридов на глубине защитного слоя во времени (500 реализаций)

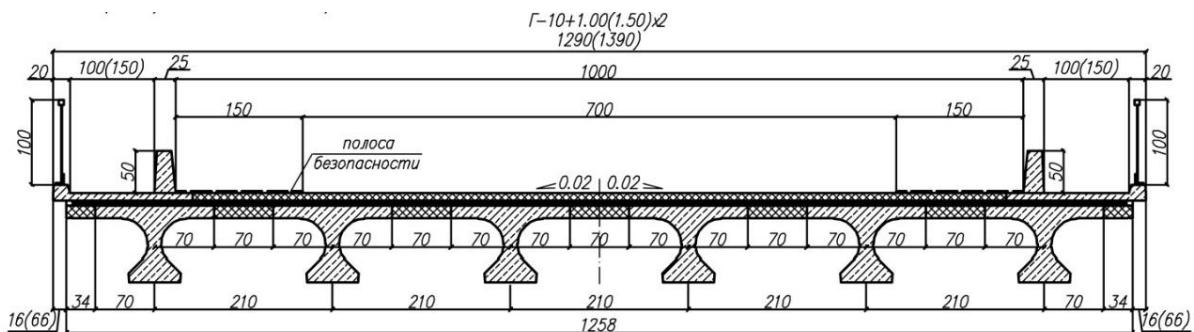


Рис. 11. Поперечное сечение пролетного строения

Физические параметры бетона плиты пролетного строения

Таблица 1

Параметр	Математическое ожидание	Коэффициент вариации	Распределение
Толщина защитного слоя c_t	40 мм	0,21	
Критическая концентрация хлоридов C_{crit}	0,9 кг/м ³	0,1	
Модуль упругости бетона E_b	32 500 МПа	0,12	
Коэффициент Пуассона ν	0,18	0,1	
Водоцементное отношение w/c	0,4	0,1	
Начальный коэффициент диффузии хлоридов в бетоне $D_{Cl,0}$	$7,943 \cdot 10^{-12} \text{ м}^2/\text{с}$	0,2	
Сопротивление бетона растяжению f_{ct}	1,1 МПа	0,2	
Энергия активации E	41 800 Дж/моль	0,1	
Константа связывания α	0,256	0,1	
Бетонный модуль упругости E_b	32 500 МПа	0,12	Нормальное
Скорость коррозии i_{corr}	2,528 мкА/см ²	0,1	
Толщина поровой зоны вокруг арматуры стержней δ_0	15 мкм	0,1	

ется три случая критических значений площади армирования A_{crit} : 85, 80, 70 % от начальной площади армирования.

По результатам расчета получены статистические параметры (математическое ожидание и среднеквадратическое отклонение) пе-

риодов жизненного цикла плиты проезжей части (табл. 2), а также построены функции вероятности наступления (рис. 12) и гистограммы плотностей распределения (рис. 13) этих периодов.

Результаты расчета по стохастической модели позволяют сделать следующие выводы: при таком проектном исполнении срок службы не обеспечивается на уровне 100 лет, количе-

ство численных экспериментов не оказывает сильного влияния на результат, интегральные функции вероятности раскрытия трещины шириной 1 мм и коррозией 15 % (см. рис. 12) для таких исходных данных оказались практически идентичными.

Дополнительно было проанализировано влияние на период инициирования коррозии таких параметров, как климат региона, зона

Таблица 2

Статистические параметры периодов срока службы

Период срока службы	Статистические данные: математическое ожидание μ_T , среднеквадратическое отклонение σ_T	Количество математических экспериментов $N_{\text{цикл}}$		
		1 000	5 000	10 000
Начало коррозии, лет	μ_T	41,6	44,6	43,8
	σ_T	14,3	14,9	14,5
Раскрытие трещины 0,3 мм, лет	μ_T	51,8	54,7	54,1
	σ_T	14,6	15,3	14,8
Раскрытие трещины 1 мм, лет	μ_T	62,8	65,7	64,9
	σ_T	14,6	15,4	14,6
Развитие коррозии до критического уровня (15 % от начальной площади), лет	μ_T	62,1	64,9	64,1
	σ_T	14,6	15,1	14,5
Развитие коррозии до критического уровня (20 % от начальной площади), лет	μ_T	66,8	69,8	68,8
	σ_T	14,5	15,2	14,9
Развитие коррозии до критического уровня (30 % от начальной площади), лет	μ_T	75,6	78,6	77,6
	σ_T	14,7	15,4	14,8

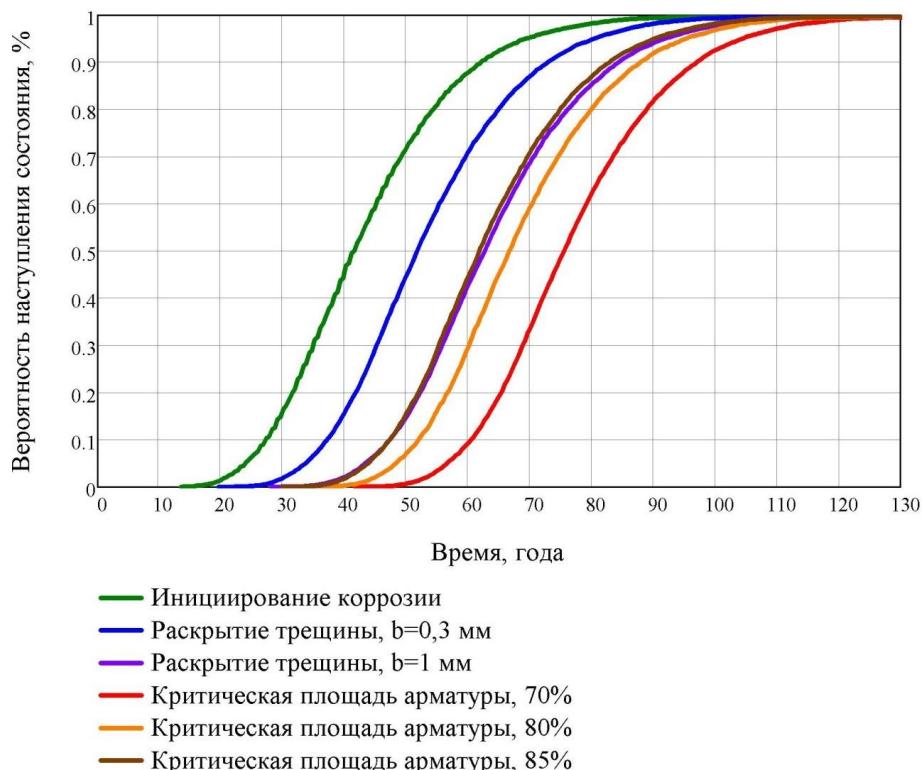


Рис. 12. Функции вероятности наступления основных определяемых периодов

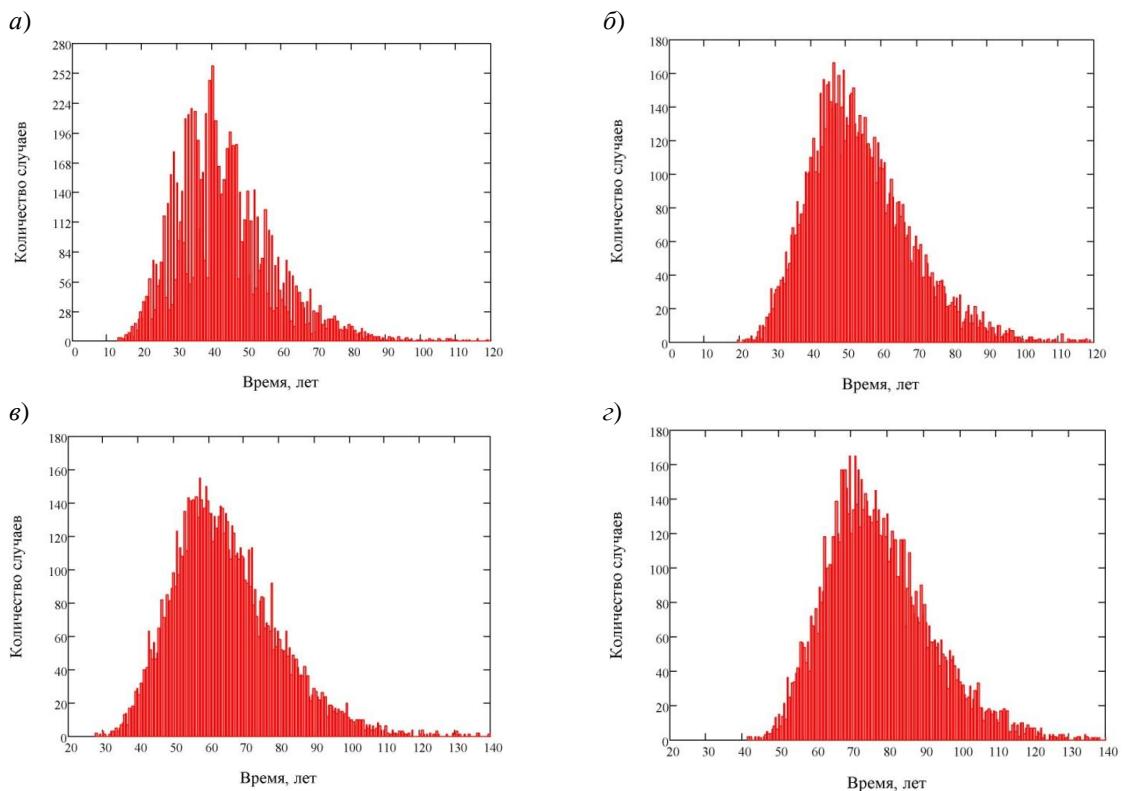


Рис. 13. Гистограмма распределения срока:

а – деградации защитного слоя и начала коррозии арматуры; *б* – раскрытия трещины 0,3 мм; *в* – раскрытия трещины 1 мм; *г* – предельного уровня коррозии

снегоборьбы, связывающая способность бетона, толщина защитного слоя и водоцементное отношение. Результаты расчета с учетом изменения этих параметров приведены на рис. 14–19.

Климат Севастополя, в сравнении с климатом Мурманска и Москвы, является наиболее благоприятным для процесса деградации защитного слоя ввиду повышенной влажности и температуры, которые ускоряют диффузион-

ные процессы проникновения агрессивной среды в бетон защитного слоя, а значит снижают период до начала коррозии арматуры.

Интенсивность борьбы со снегом на дорогах государственного значения выше, чем на дорогах местного значения. Это приводит к снижению периода начала коррозии элементов железобетонных мостов на этих дорогах на 14 % по отношению к сооружениям на дорогах местного значения.

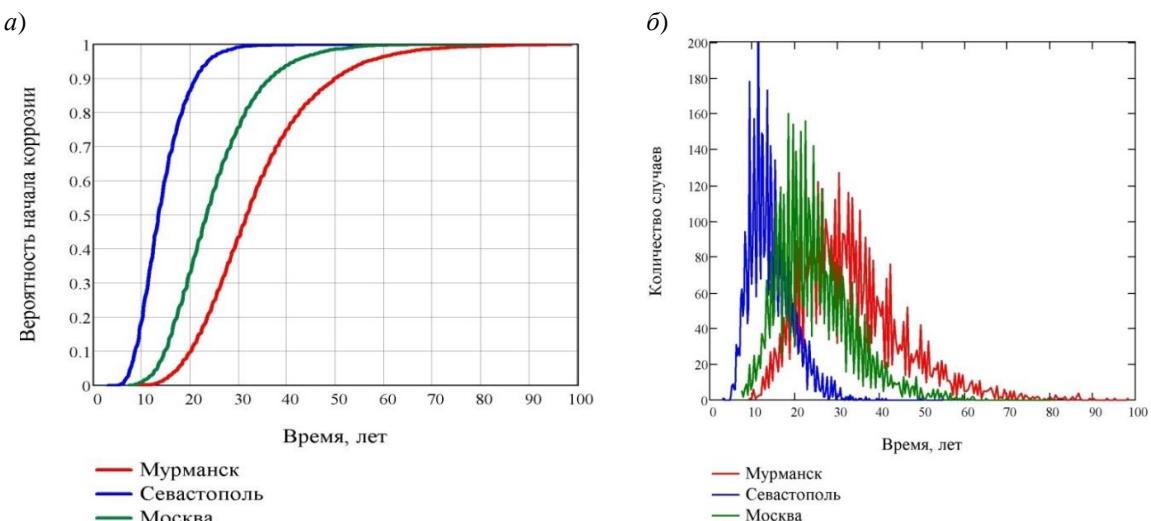


Рис. 14. Функции вероятности (*а*) и гистограммы распределения (*б*) периода инициирования коррозии при климатических условиях Мурманска, Севастополя, Москвы

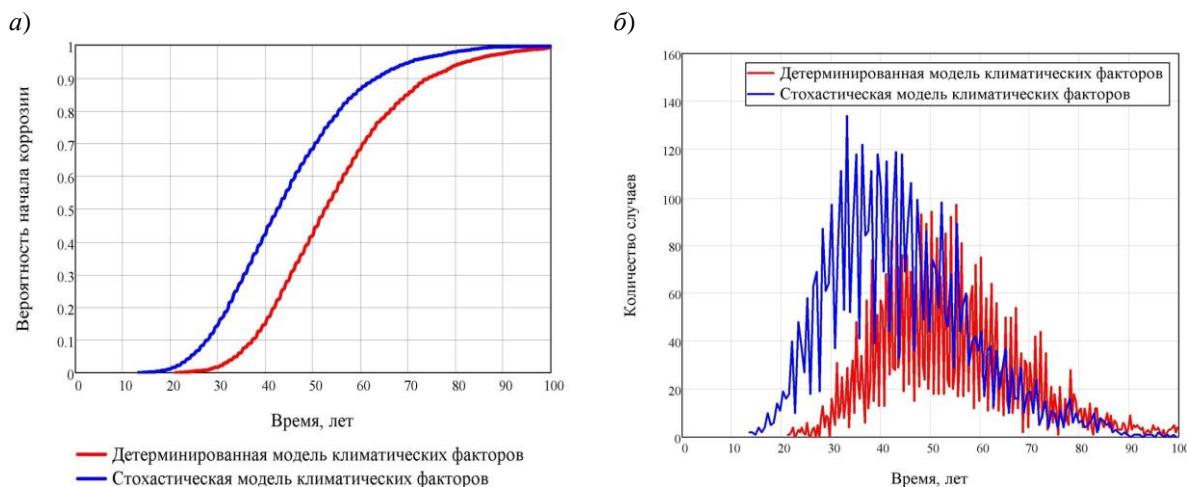


Рис. 15. Функции вероятности (а) и гистограммы распределения (б) периода инициирования коррозии при задании климатических условий в детерминированном и стохастическом виде

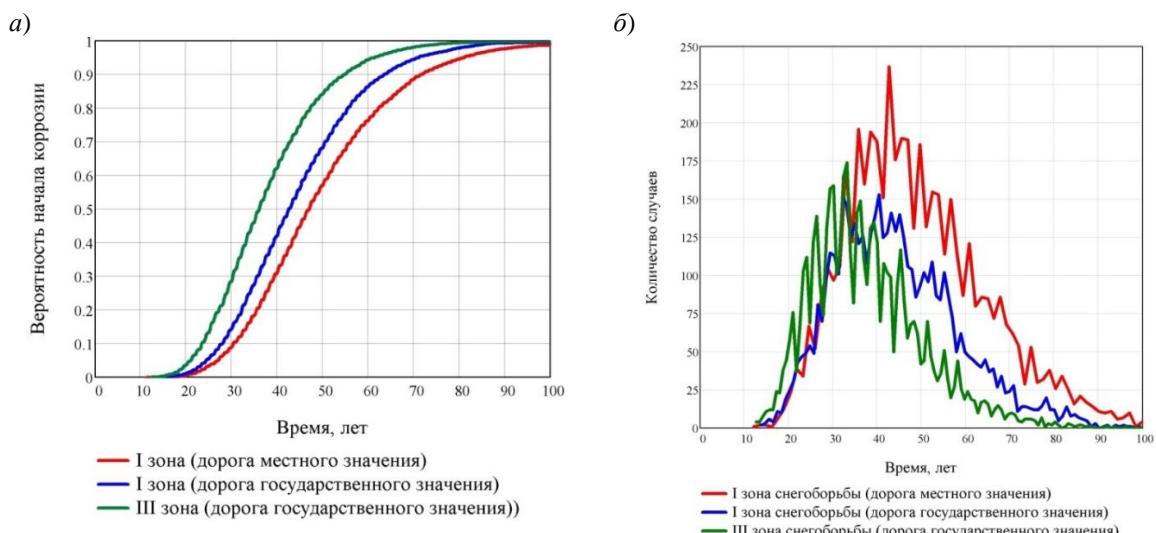


Рис. 16. Функции вероятности (а) и гистограммы распределения (б) периода инициирования коррозии при расположении объекта в I и III зонах снегоборьбы с учетом значения дороги

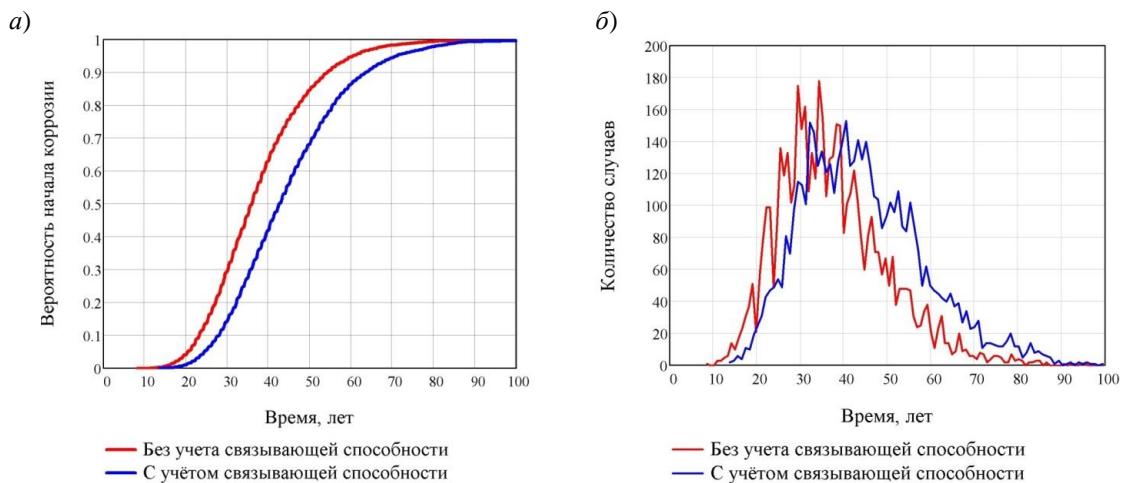


Рис. 17. Функции вероятности (а) и гистограммы распределения (б) периода инициирования коррозии с учетом и без учета связывающей способности бетона

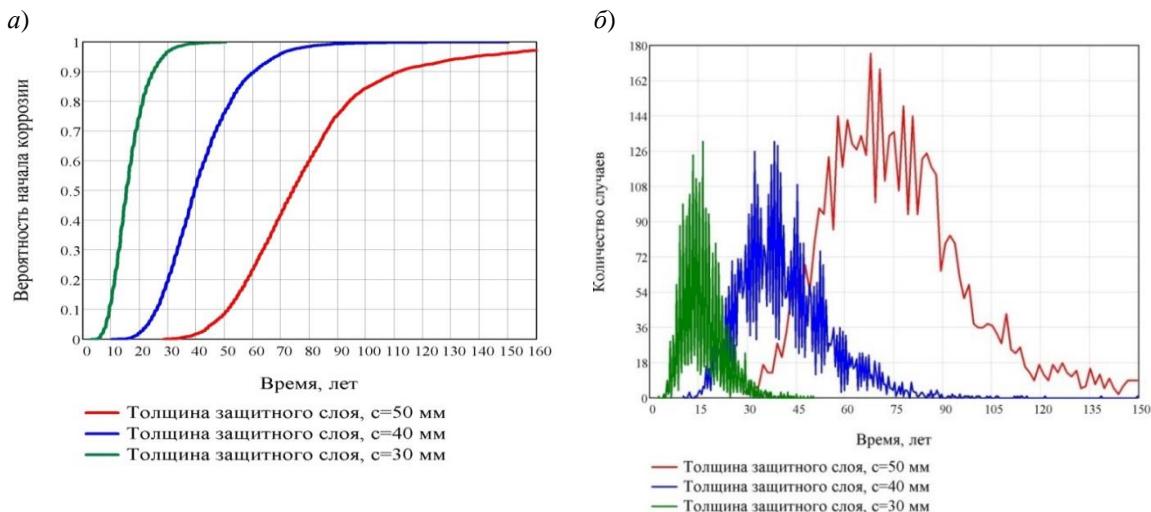


Рис. 18. Функции вероятности (а) и гистограммы распределения (б) периода инициирования коррозии с учетом изменения толщины защитного слоя

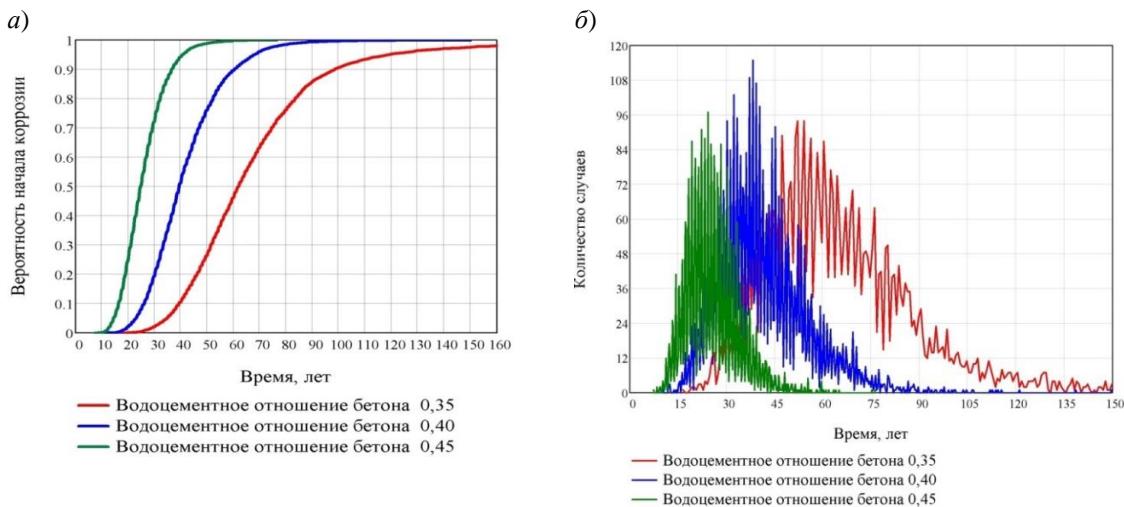


Рис. 19. Функции вероятности (а) и гистограммы распределения (б) периода инициирования коррозии с учетом изменения водоцементного отношения бетона

Связывающая способность бетона увеличивает период деградации защитного слоя на 19 %, а значит, данный фактор необходимо учитывать при проектировании железобетонных мостов.

Увеличение толщины защитного слоя на 10 мм приводит к увеличению периода начала коррозии арматуры на 50–55 %. При этом среднеквадратическое отклонение периода до начала коррозии арматуры заметно растет с увеличением толщины защитного слоя, увеличивая его рассеивание.

Снижение водоцементного отношения бетона на 0,05 приводит к увеличению периода деградации защитного слоя на 38 %. Вместе с тем также растет среднеквадратическое отклонение данного периода.

Выводы

По результатам исследования можно сделать ряд выводов:

1. В современном аппарате проектирования мостовых сооружений отсутствуют механизмы прогнозирования и обоснования сроков службы, которые назначаются директивно. При этом во многих странах мира фактический и ожидаемый нормативный срок службы мостов значительно различаются.

2. Исследования, направленные на теоретическое обоснование и прогнозирование долговечности до сих пор являются белым пятном в теории сооружений.

3. В данной работе авторами предлагается методика обоснования и определения срока

службы проектируемых железобетонных пролетных строений автодорожных мостов, которая позволяет инженерам обосновывать сроки службы на стадии проектирования, оценивать влияние климата и зоны снегоборьбы региона проектирования, а также определять срок службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов, варьируя такими пара-

метрами, как толщина защитного слоя, водоцементное отношение, связывающая способность бетона, несущая способность.

4. Необходимо внедрять современные модели прогнозирования и обоснования сроков службы в практику проектирования транспортных сооружений.

Список источников

1. СП 259.1325800.2016. Мосты в условиях плотной городской застройки. Правила проектирования : свод правил : утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 20 октября 2016 г. № 723/пр : дата введения 2017-04-21. Москва : Стандартинформ, 2017. IV, 19 с.
2. Изменение № 1 к СП 35.13330.2011 «СНиП 2.05.03–84* Мосты и трубы» : утверждено и введено в действие приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 3 декабря 2016 № 879пр : дата введения 2017-06-04. Москва, 2017. 37 с.
3. ГОСТ 27751–2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения : межгосударственный стандарт : введен впервые : введен 2015-07-01. Москва : Стандартинформ, 2015. II, 13 с.
4. Концепция улучшения состояния мостовых сооружений Федеральной сети автомобильных дорог России (на период 2002–2010 гг.) : утверждена распоряжением Минтранса России № ИС-1146-р от 25.12.2002. Москва, 2002. 30 с.
5. Шишкалова А. На реконструкцию и строительство мостов и путепроводов до 2024 года направят 290 млрд рублей // Росавтодор : федеральное дорожное агентство : [сайт]. URL: <https://rosavtodor.gov.ru/press-center/news/429991>. Дата публикации: 10.03.2021.
6. Crevello Gina, Noyce Paul, Bransby-Zachary Charles. Service life predictions for reinforced concrete bridges // Structural Forensics. 2015. October. P. 10.
7. Гузеев Е. А., Леонович С. Н., Пирадов К. А. Механика разрушения бетона: вопросы теории и практики. Брест : Брестский политехнический институт, 1999. 218 с.
8. Осипов В. О. Долговечность металлических пролетных строений железнодорожных мостов. Москва : Транспорт, 1982. 287 с.
9. Лантух-Лященко А. И. Вероятностная модель оценки технического состояния и прогноза остаточного ресурса элементов автодорожных мостов // Дороги и мосты : сборник / Министерство транспорта Российской Федерации, Федеральное дорожное агентство (Росавтодор). 2007. № 2. С. 103–110.
10. Чирков В. П. Вероятностные методы расчета мостовых железобетонных конструкций. Москва : Транспорт, 1980. 134 с.
11. Овчинников И. Г., Раткин В. В., Землянский А. А. Моделирование поведения железобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред. Саратов : Саратовский государственный технический университет, 2000. 232 с.
12. Межнякова А. В. Вероятностный расчет железобетонных элементов конструкций с учетом воздействия хлоридсодержащих сред : специальность 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Межнякова Анна Владимировна. Саратов, 2011. 350 с.
13. Шестовицкий Д. А. Прогнозирование срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов : специальность 05.23.11 «Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей» : диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук / Шестовицкий Дмитрий Александрович. Москва, 2017. 254 с.
14. Карапетов Э. С., Шестовицкий Д. А. Прогноз срока службы железобетонных мостов на основе модели процесса карбонизации защитного слоя // Известия Петербургского университета путей сообщения. 2016. Т. 13, № 1 (46). С. 14–24.

References

1. SP 259.1325800.2016. Bridges in dense urban areas. Design rules: set of rules: approved by order of the Ministry of Construction and Housing and Communal Services of the Russian Federation dated October 20, 2016 No. 723/pr: date of introduction 2017-04-21. Moscow: Standartinform; 2017. IV, 19 p. (In Russ.).
2. Amendment No. 1 to SP 35.13330.2011 SNiP 2.05.03–84 Bridges and pipes. Approved and put into effect by order of the Ministry of Construction and Housing and Communal Services of the Russian Federation dated December 3, 2016 No. 879pr: date of implementation 2017-06 -04. Moscow; 2017. 37 p. (In Russ.).

3. GOST 27751–2014. Reliability of building structures and foundations. Basic provisions: interstate standard: introduced for the first time: introduced 2015-07-01. Moscow: Standartinform; 2015. II, 13 p. (In Russ.).
4. The concept of improving the condition of bridge structures of the Federal Highway Network of Russia (for the period 2002–2010). Approved by the Order No. IS-1146-r of the Ministry of Transport of Russia dated December 25, 2002. Moscow; 2002. 30 p. (In Russ.).
5. Shishkalova A. Funds will be allocated for the reconstruction and construction of bridges and overpasses until 2024 290 billion rubles. *Rosavtodor: Federal Road Agency: [site]*. (In Russ.). URL: <https://rosavtodor.gov.ru/press-center/news/429991>.
6. Crevello Gina, Noyce Paul, Bransby-Zachary Charles. Service life predictions for reinforced concrete bridges. *Structural Forensics*. 2015. October. P. 10.
7. Guzeev E. A., Leonovich S. N., Piradov K. A. Mechanics of concrete destruction: questions of theory and practice. Brest: Brest Polytechnic Institute; 1999. 218 p. (In Russ.).
8. Osipov V. O. Durability of metal span structures of railway bridges. Moscow: Transport; 1982. 287 p. (In Russ.).
9. Lantukh-Lyashchenko A. I. Probabilistic model for assessing the technical condition and forecasting the residual life of elements of road bridges. *Roads and Bridges: collection*. Ministry of Transport of the Russian Federation, Federal Road Agency (Rosavtodor). 2007;(2):103–110. (In Russ.).
10. Chirkov V. P. Probabilistic methods for calculating bridge reinforced concrete structures. Moscow: Transport; 1980. 134 p. (In Russ.).
11. Ovchinnikov I. G., Ratkin V. V., Zemlyansky A. A. Modeling of the behavior of reinforced concrete structural elements under the influence of chloride-containing media. Saratov: Saratov State Technical University; 2000. 232 p. (In Russ.).
12. Mezhnyakova A. V. Probabilistic calculation of reinforced concrete structural elements taking into account the influence of chloride-containing media: specialty 05.23.01 Building structures, buildings and structures: dissertation for the degree of Candidate of Engineering. Mezhnyakova Anna Vladimirovna. Saratov; 2011. 350 p. (In Russ.).
13. Shestovitskiy D. A. Forecasting the service life of reinforced concrete superstructures of road bridges: specialty 05.23.11 Design and construction of roads, subways, airfields, bridges and transport tunnels: dissertation for the degree of Candidate of Engineering. Shestovitskiy Dmitriy Aleksandrovich. Moscow; 2017. 254 p. (In Russ.).
14. Karapetov E. S., Shestovitskii D. A. Forecast of the service life of reinforced concrete bridges based on the model of the carbonization process of the protective layer. *Proceedings of the Saint Petersburg Transport University*. 2016;13(46):14–24. (In Russ.).

Информация об авторах

Д. А. Шестовицкий – доцент кафедры «Мосты» Петербургского государственного университета путей сообщения Императора Александра I, кандидат технических наук.
 В. Н. Мячин – генеральный директор Научно-исследовательского и проектного института территориального развития и транспортной инфраструктуры, доктор технических наук, профессор.
 Д. А. Ярошутин – генеральный директор ООО «Центр компетенции “Мосты”».
 А. Б. Зорин – главный специалист Научно-исследовательского и проектного института территориального развития и транспортной инфраструктуры.

Information about the authors

D. A. Shestovitskiy – Associate Professor of the Bridges Department, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Candidate of Engineering.
 V. N. Myachin – General Director of the Research and Design Institute of Territorial Development and Transport Infrastructure, Doctor of Engineering, Professor.
 D. A. Yaroshutin – General Director of the Bridges Competence Center.
 A. B. Zorin – Principal Specialist of the Research and Design Institute of Territorial Development and Transport Infrastructure.

Статья поступила в редакцию 14.04.2023; одобрена после рецензирования 07.06.2023; принята к публикации 21.06.2023.

The article was submitted 14.04.2023; approved after reviewing 07.06.2023; accepted for publication 21.06.2023.

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья
УДК 624.21+624.9
doi 10.52170/1815-9265_2023_66_28

Исследование аэродинамического воздействия высокоскоростного поезда на пешеходные путепроводы

Никита Андреевич Лабутин

Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, Санкт-Петербург, Россия, labutin@pgups.ru

Аннотация. Проектирование и строительство высокоскоростных железнодорожных магистралей сопровождается необходимостью учета некоторых нагрузок и воздействий, как правило не принимаемых во внимание при проектировании обычных железных дорог. Среди таких специальных нагрузок, учет которых обязателен при расчете объектов инфраструктуры высокоскоростных железнодорожных магистралей, выделяется нагрузка от аэродинамического воздействия движущегося высокоскоростного подвижного состава.

Одной из наиболее подверженных аэродинамическому воздействию конструкций является пешеходный путепровод, что обуславливается его относительно небольшой массой и непосредственной близостью к движущемуся поезду. Выполненный анализ отечественных и зарубежных нормативов и методик учета аэродинамического воздействия от движущегося высокоскоростного поезда показал, что в них отсутствует ряд расчетных случаев, характерных для пешеходных переходов, автодорожных путепроводов, конкорсов и т. д., а именно воздействие на вертикальные поверхности, расположенные над габаритом перпендикулярно оси движения поезда.

В данной работе рассматривается исследование аэродинамического воздействия высокоскоростного поезда на пешеходный путепровод. Анализ результатов выполненной серии расчетов позволил установить характер распределения давлений на поверхности рассматриваемого сооружения, в том числе и на фронтальную поверхность. Также были определены характер и интенсивность силового воздействия на конструкцию, а именно продольной и подъемной аэродинамических сил, в зависимости от положения движущегося поезда и таких параметров конструкции, как высота над уровнем головки рельса и расстояние от рассматриваемого сечения до оси движения поезда.

В заключение приведены предложения по совершенствованию существующих методик учета аэродинамического воздействия.

Ключевые слова: аэродинамика, высокоскоростная магистраль, ВСМ, мост, путепровод, конкорс, пешеходный переход, численное моделирование

Для цитирования: Лабутин Н. А. Исследование аэродинамического воздействия высокоскоростного поезда на пешеходные путепроводы // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2023. № 3 (66). С. 28–40. DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_28.

BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

Research of the aerodynamic effect of a high-speed train on pedestrian overpasses

Nikita A. Labutin

Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Saint Petersburg, Russia, labutin@pgups.ru

Abstract. The design and construction of high-speed railways is accompanied by the need to consider certain loads and impacts that are not considered, as a rule, when designing conventional railways. It is one of such special loads, the consideration of which is mandatory when calculating infrastructure facilities of high-speed railways is the load from the aerodynamic impact of moving high-speed rolling stock

One of the structures most susceptible to aerodynamic effects are pedestrian overpasses, which is due to their relatively small mass and proximity to a moving train. Performed analysis of domestic and foreign standards and

the methods of accounting for the aerodynamic impact from a moving high-speed train showed that they lack a few calculated cases characteristic of pedestrian crossings, road overpasses, concourses, etc., namely, the impact on vertical surfaces located above the dimension perpendicular to the axis of movement of the train.

This paper examines the study of the aerodynamic effect of a high-speed train on a pedestrian overpass. Analysis of the results of the performed series of calculations made it possible to establish the nature of the pressure distribution on the surface of the structure under consideration, including on the frontal surface. The nature and intensity of the force impact on the structure, namely the longitudinal one, was also determined and lifting aerodynamic forces, depending on the position of the moving train and design parameters such as the height above the level of the rail head and the distance from the section under consideration to the axis of movement of the train.

In conclusion, proposals are made to improve the existing methods of accounting for aerodynamic effects.

Keywords: aerodynamics, high-speed highway, HSR, bridge, overpass, concourse, pedestrian crossing, numerical simulation

For citation: Labutin N. A. Research of the aerodynamic effect of a high-speed train on pedestrian overpasses. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2023;(66):28–40. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_28.

Введение

Аэродинамическое воздействие от подвижного состава является одним из воздействий, учет которых необходим при проектировании сооружений и конструкций высокоскоростных железнодорожных магистралей (BCM) [1]. Аэродинамика высокоскоростного подвижного состава в достаточной степени исследована и изучена [2–6]. Воздушный поток, генерируемый движущимся высокоскоростным поездом, может быть сопоставим с ураганным ветром [2, 7], что обуславливает необходимость расчета конструкций на данное воздействие.

Исследованию аэродинамического воздействия на здания и сооружения также посвящено множество работ, большинство из которых направлены на изучение воздействия на шумозащитные экраны [8–10], а также аэrodинамического взаимодействия высокоскоростного поезда и решетчатых пролетных строений с ездой понизу и посередине [11, 12].

Одними из наиболее подверженных аэrodинамическому воздействию конструкций являются надземные пешеходные переходы, устраиваемые как отдельно, так и в составе вокзальных комплексов, что вызвано их сравнительно небольшой массой, жесткостью, близостью к пути движения поезда и нередко большой протяженностью.

Существующие методики определения величины аэродинамического воздействия представлены зарубежными нормами проектирования Eurocode EN 1991–2. В данной методике аэродинамическая нагрузка заменяется эквивалентными равномерно распределенными нагрузками для наиболее характерных расчетных случаев воздействия на вертикальные и горизонтальные поверхности. Интенсивность нагрузки в Eurocode определяется по графику в

зависимости от скорости поезда и расстояния от рассматриваемой поверхности до пути. В 2016 г. в рамках проектирования BCM-2 Москва – Казань на основе норм Eurocode была разработана отечественная методика учета аэродинамического воздействия, в которой была пересмотрена схема приложения нагрузок и введены коэффициенты распределения давления вокруг поезда. В доработанном виде она легла в основу методики, представленной в СТУ для проектирования и строительства ВСЖМ-1 Санкт-Петербург – Москва.

Выполненный анализ зарубежных и отечественных методик позволяет сделать вывод об отсутствии в них какого-либо нормирования аэродинамического воздействия на вертикальные поверхности, расположенные перпендикулярно над осью пути. Рассмотренные методики предполагают учет аэродинамического воздействия как воздействия локальных распределенных нагрузок на поверхности и не учитывают силового воздействия на конструкцию, вызванного образованием разницы давлений по контуру поперечного сечения конструкции при прохождении высокоскоростного поезда. Таким образом, определение нагрузки на пешеходные переходы и схожие с ними конструкции возможно только путем проведения специальных исследований [13, 14].

Одним из них является исследование аэrodинамического воздействия высокоскоростного поезда на защитные экраны автодорожного путепровода, выполненное Центральным аэрогидродинамическим институтом имени профессора Н. Е. Жуковского [15, 16] в рамках проектирования BCM-2 Москва – Казань. Исследование осуществлялось на установке прямого движения с масштабом модели путепровода 1:40. По результатам иссле-

дования были получены относительные величины аэродинамического воздействия как на горизонтальные, так и на вертикальные поверхности автодорожного путепровода с установленными защитными экранами. Однако, в силу несоответствия геометрических размеров модели рассматриваемого поезда и путепровода (существенно завышенные размеры поезда), использование результатов исследования при выполнении расчетных работ является некорректным.

Численное моделирование аэродинамического воздействия на пешеходный путепровод

Моделирование аэродинамического воздействия на пешеходный переход осуществляется в программном комплексе ANSYS CFX с использованием метода скользящих сеток. Данный программный комплекс и способ моделирования демонстрируют высокую степень достоверности полученных результатов [17, 18].

Конструкция рассматриваемого пешеходного перехода представлена пространственной металлической фермой с железобетонной плитой проходной части и остеклением фасадных поверхностей из поликарбоната.

В качестве расчетного был принят высокоскоростной электропоезд «Сапсан» в трехвагонной составности (рис. 1) со скоростью движения 360 км/ч (100 м/с).

Расчеты выполнялись для высоты от низа конструкции до уровня головки рельса (УГР) в диапазоне от 6,4 до 15,4 м. Размеры расчетной модели составили от $500 \times 30 \times 30$ м (для высоты 6,4 м) до $500 \times 30 \times 40$ м (для высоты 15,4 м). Размер конечных объемов не превышал 0,01 м со сгущением до 0,005 м у пролетного строения. Границные условия земной поверхности были заданы как free slip wall, поверхности поезда и пролетного строения заданы как no slip wall, открытые поверхности определены как opening, обеспечивающие возможность обратных течений через граничную поверхность.

В качестве модели турбулентности была задана универсальная SST-модель, демонстрирующая высокую точность и достоверность как на отдалении от стенок, так и в пристеночных сечениях даже при относительно грубых сетках.

Также выбор SST-модели обуславливается многочисленными отечественными и зарубежными исследованиями, в том числе аэродинамического воздействия высокоскоростного подвижного состава на инфраструктуру [19–23].

Моделирование осуществлялось в диапазоне физического времени 4 с и с шагом времени 0,001 с. Число Куранта в серии расчетов не превышало трех.

Для определения характера распределения аэродинамических сил, действующих на пешеходный переход, пролетное строение было разделено по длине на фрагменты длиной по 1,0 м. Для измерения давлений на поверхностях сооружения были заданы контрольно-измерительные точки, расположение которых приведено на рис. 2.

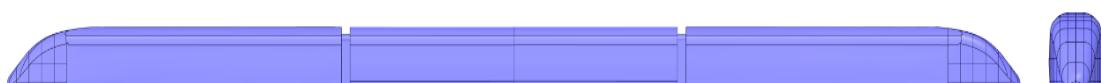
Результаты расчетов представлены коэффициентами аэродинамических сил, действующих на 1 м длины пролетного строения, и коэффициентами давлений, действующих на поверхности сооружения. Коэффициенты давления C_p определяются как отношение избыточного давления в точке к скоростному напору, вызванному движущимся поездом. Аналогично определяются коэффициенты аэродинамических сил C_x , C_y :

$$C_p = (p - p_0)/0,5\rho v^2, \quad (1)$$

$$C_x = F_x/0,5\rho v^2, \quad (2)$$

$$C_y = F_y/0,5\rho v^2, \quad (3)$$

где p – избыточное давление воздуха; p_0 – статическое давление; ρ – плотность воздуха; v – скорость движения поезда; F_x , F_y – величины аэродинамических сил (продольной и подъемной соответственно).



Rис. 1. Разработанная модель высокоскоростного поезда «Сапсан»

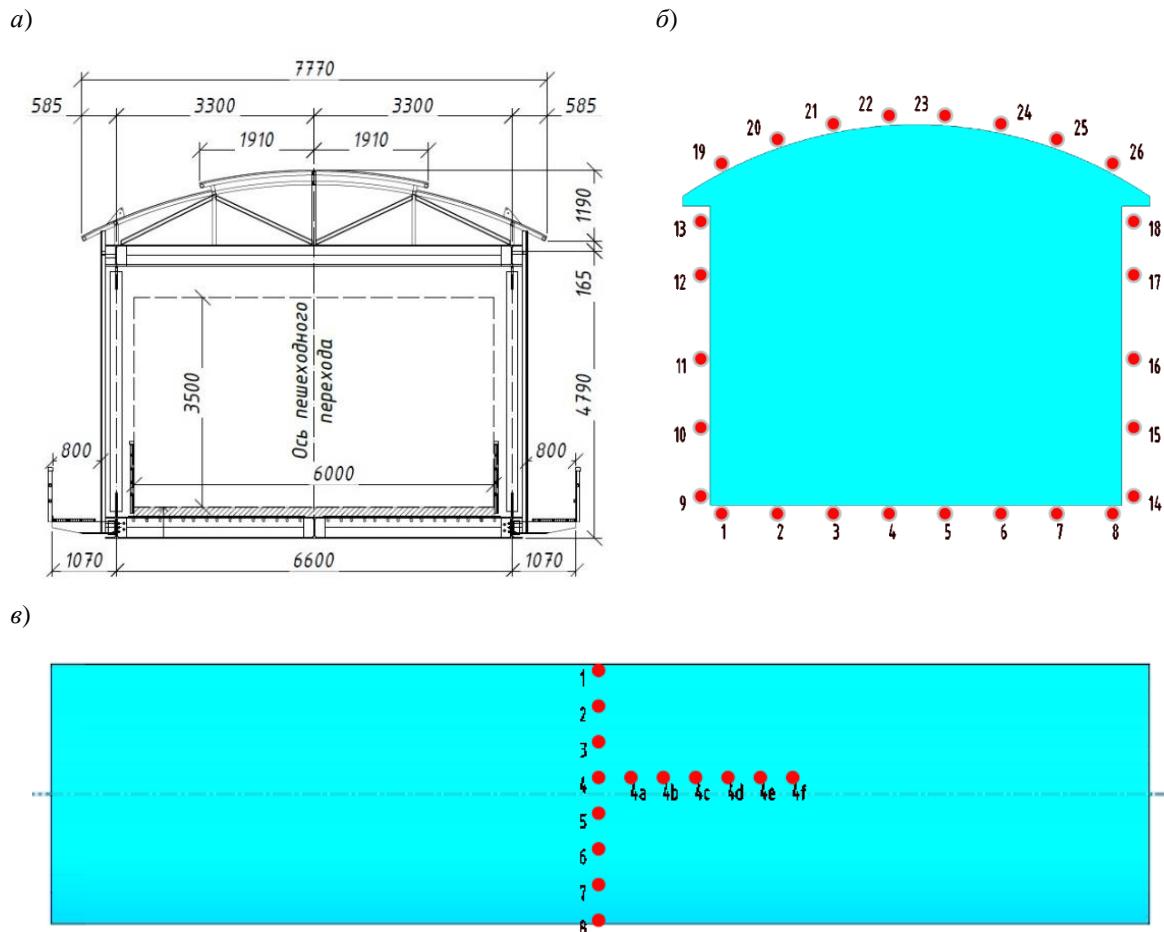


Рис. 2. Поперечное сечение рассматриваемого пешеходного перехода (а), схема расположения контрольно-измерительных точек в поперечном сечении (б) и поперечных точек на нижней поверхности (в)

Анализ давлений, действующих на поверхность сооружения

Результаты выполненного расчета представлены графиками изменения коэффициентов давления в контрольно-измерительных точках при прохождении под сооружением высокоскоростного поезда (рис. 3).

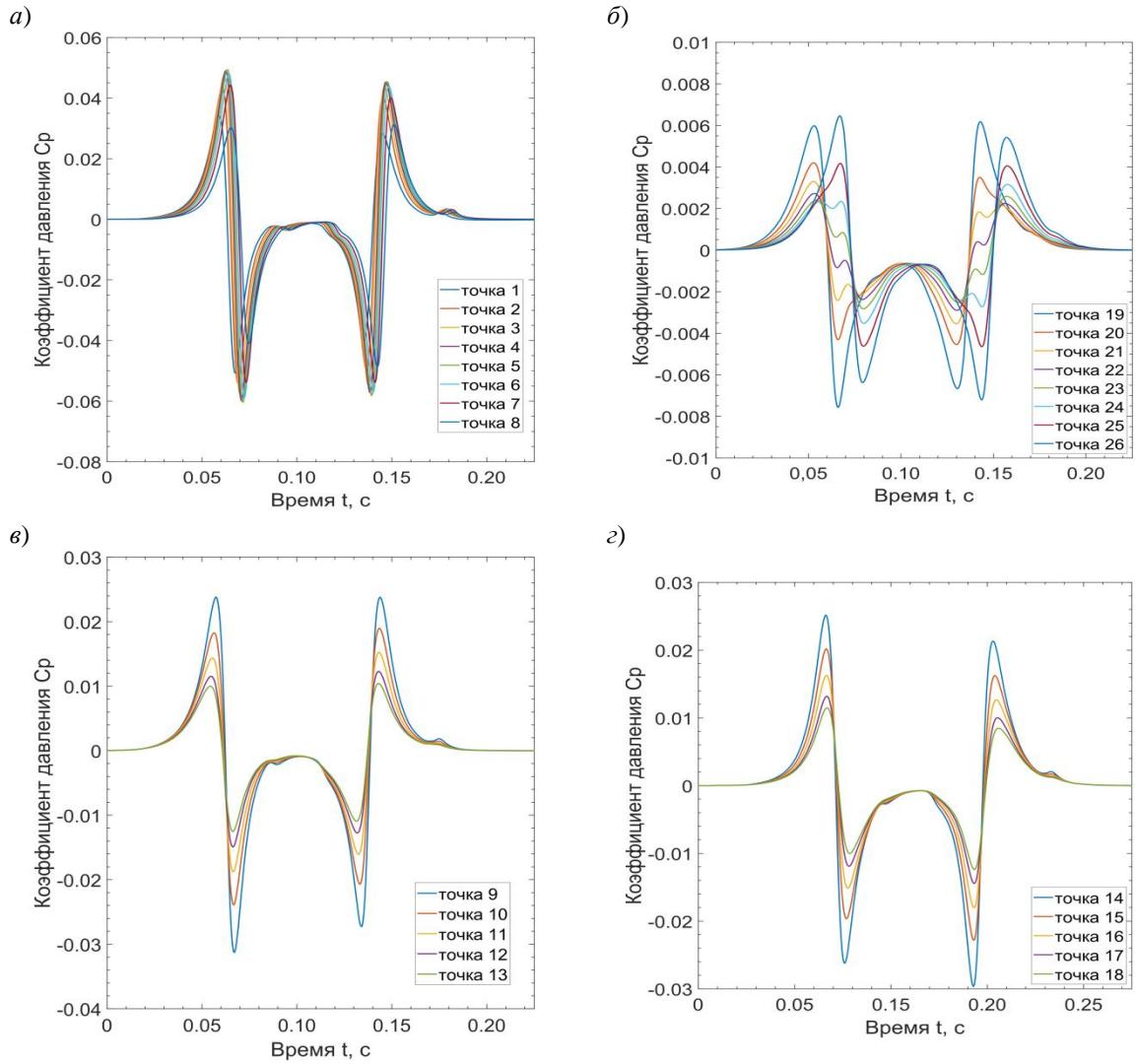
Наибольшие давления на рассматриваемое сооружение действуют на фронтальную и нижнюю поверхности при воздействии избыточного давления головной воздушной волны.

Наибольшее давление на нижнюю поверхность пролетного строения наблюдается в середине конструкции и, в силу стеснения воздушных масс под конструкцией, представлено пятном давления шириной около 2,0 м поперек оси движения поезда. С увеличением расстояния от оси движения интенсивность давления на нижнюю поверхность снижается, на расстоянии $\approx 6,0$ м от оси пути снижается в 2 раза и окончательно рассеивается на расстоянии 10,0 м от

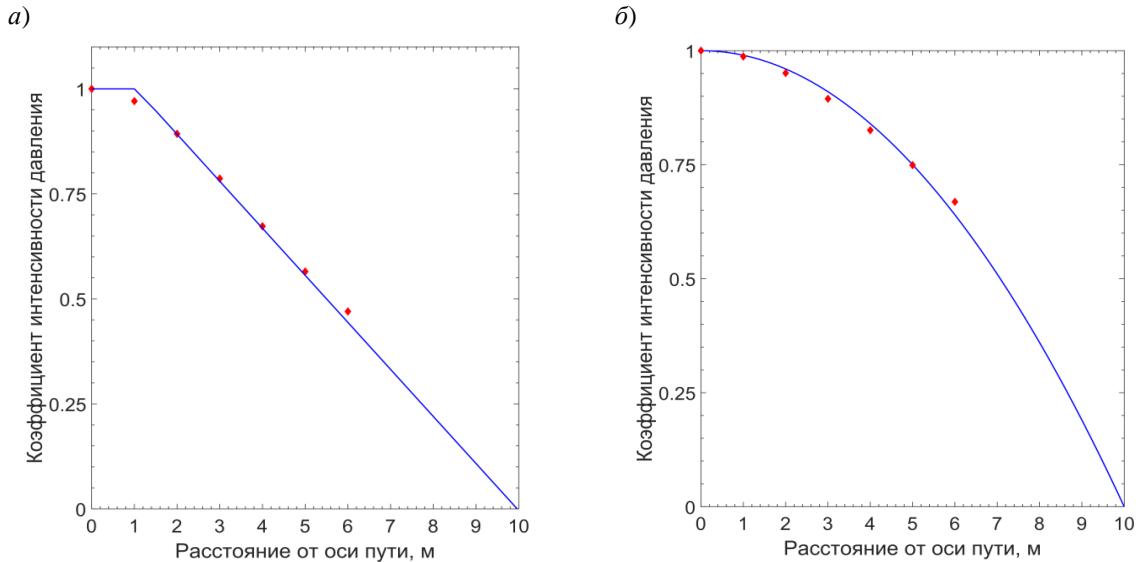
оси пути. График относительной интенсивности давления на нижнюю поверхность сооружения, в зависимости от удаления от оси пути в поперечном направлении движения поезда, приведен на рис. 4, а.

Распределение давлений на фронтальную поверхность имеет параболический характер, со снижением величины давления в два раза на расстоянии $\approx 7,0$ м от оси движения поезда и окончательным рассеиванием на расстоянии также 10,0 м от оси пути (см. рис. 4, б).

Параболический, а не линейный характер рассеивания давления на фронтальную поверхность обусловлен скоплением воздушных масс у фронтальной поверхности, вызванным образованием зоны избыточного давления в момент прохождения поезда под сооружением. Картинки распределения экстремальных давлений на фронтальную поверхность перехода приведены на рис. 5.



*Рис. 3. Изменение коэффициентов давления в контрольно-измерительных точках на поверхности путепровода:
а – нижняя поверхность; б – верхняя; в – фронтальная; г – задняя*



*Рис. 4. Распределение интенсивности давлений на поверхности путепровода
в зависимости от расстояния от оси пути:
а – нижняя поверхность; б – фронтальная поверхность*

По результатам расчета были получены графики распределения коэффициентов давления на фронтальную и нижнюю поверхности сооружения для различной высоты низа конструкции над уровнем головки рельса (рис. 6). Характер их распределения единообразен для различных высот над УГР с изменением интенсивности в зависимости от высоты над уровнем головки рельса по экспоненциальному кривой (рис. 7).

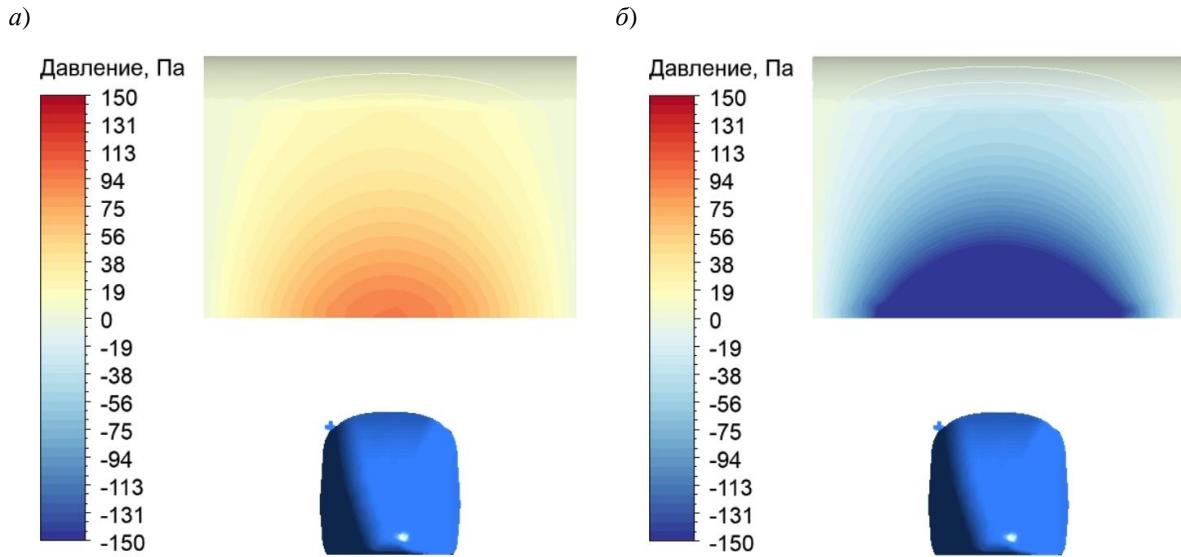


Рис. 5. Распределение давлений на фронтальную поверхность сооружения при высоте низа конструкции 7,9 м над УГР:
а – максимальное воздействие; б – минимальное воздействие

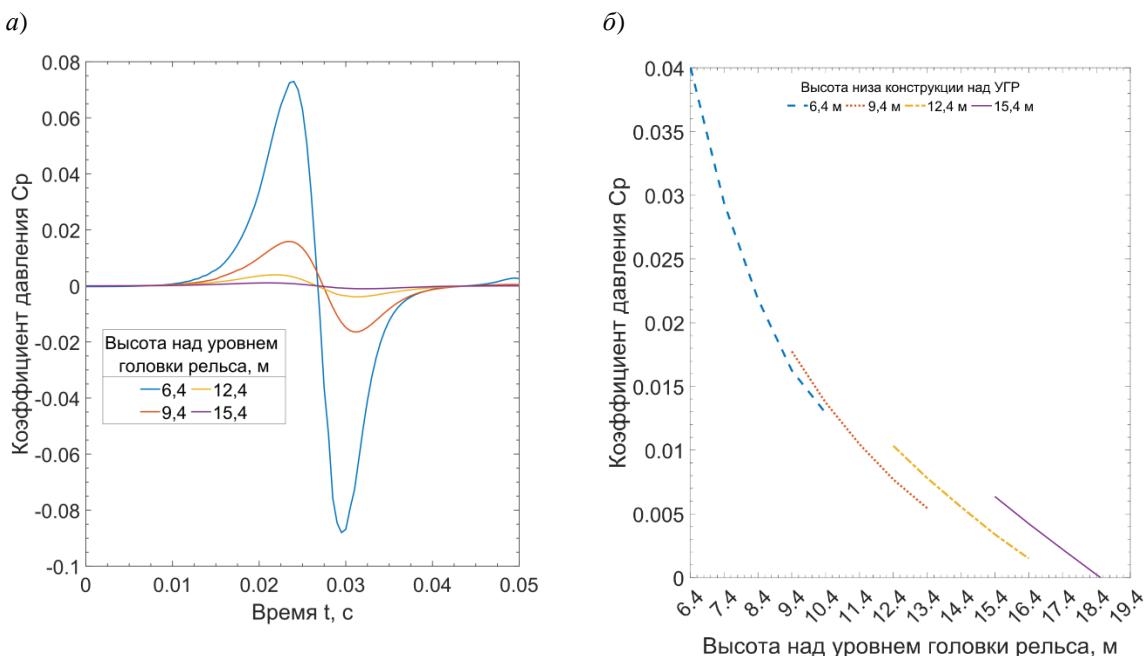


Рис. 6. Коэффициенты давлений на поверхности путепровода в зависимости от высоты над УГР:
а – нижняя поверхность; б – фронтальная поверхность

Анализ аэродинамических сил, действующих на сооружение

Результаты расчета также представлены графиками изменения аэродинамических коэффициентов, действующих на сооружение при прохождении под ним поезда (рис. 8).

Как следует из построенных графиков, экстремальные значения продольной аэродинамической силы не совпадают во времени с экстремальными величинами давлений на фронталь-

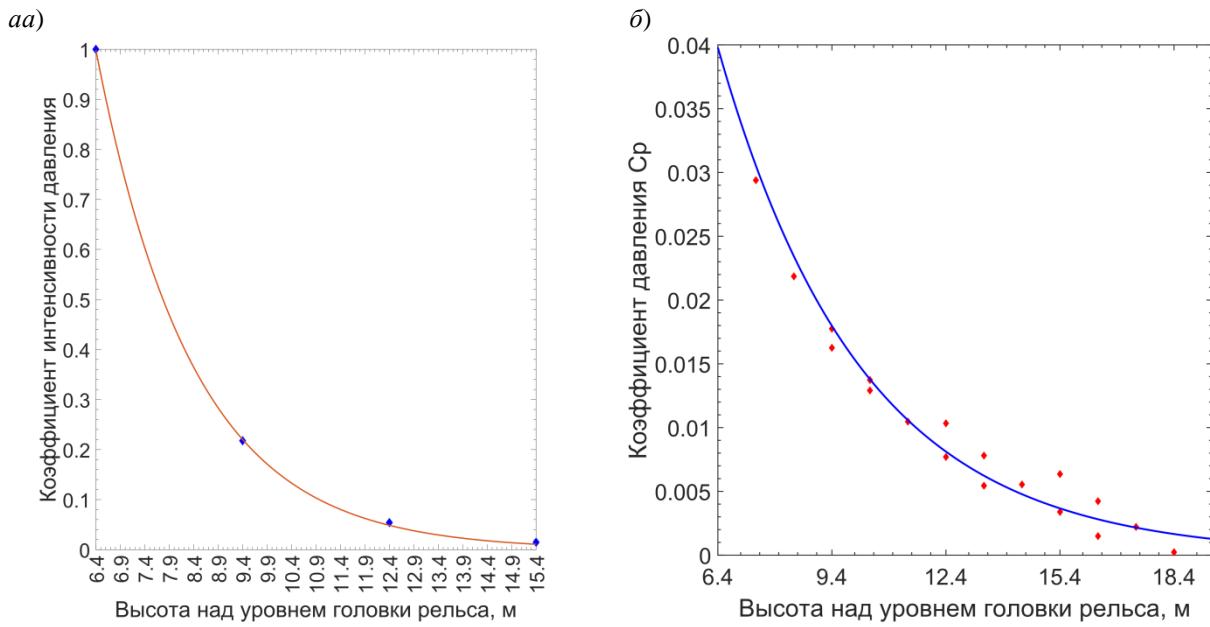


Рис. 7. Распределение интенсивности давлений на поверхности конструкции в зависимости от высоты над УГР:
а – нижняя поверхность; б – фронтальная поверхность

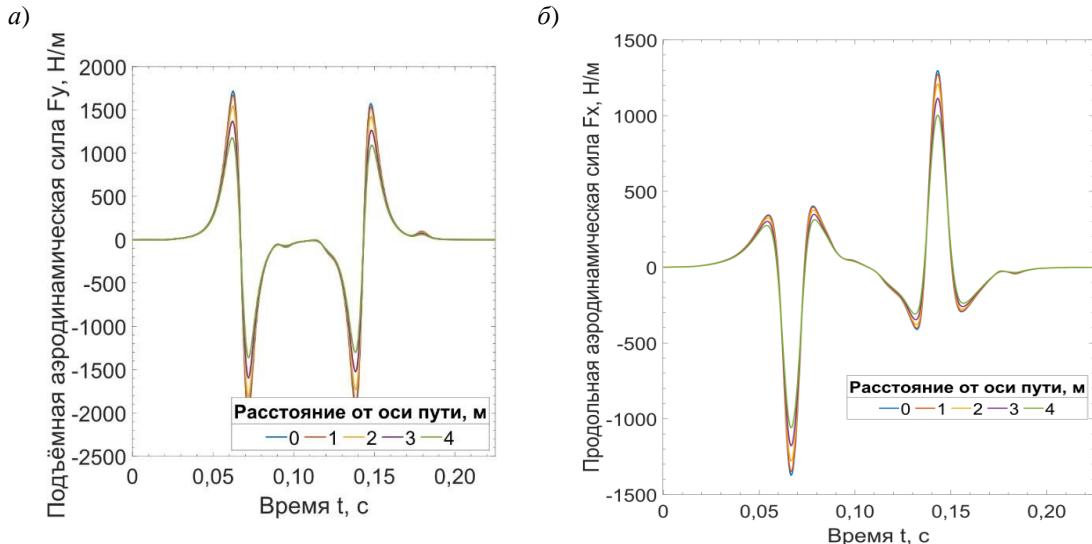


Рис. 8. Изменение аэродинамических сил, действующих на путепровод:
а – подъемная сила; б – продольная сила

ную и заднюю поверхности. Это обусловлено характером обтекания сооружения воздушной волной, образованной движущимся поездом. Экстремальные величины продольной аэродинамической силы наблюдаются в момент возникновения у одной боковой поверхности сооружения зоны избыточных, а у другой поверхности зоны отрицательных давлений, образующих силу, противоположно направленную движущемуся поезду. Характерные картины распределения давлений вокруг сооружения в момент действия экстремальных аэродинамических сил приведены на рис. 9.

Дальнейший анализ полученных результатов позволяет определить характер распределения аэродинамических сил, действующих на сооружение, и оценить степень их интенсивности в зависимости от таких параметров, как высота конструкции над уровнем головки рельса и удаленность рассматриваемого сечения от оси движения высокоскоростного поезда. Графики изменения аэродинамических коэффициентов при разных высотах низа конструкции над УГР приведены на рис. 10–12.

Как следует из полученных графиков, характер воздействия не изменяется в зависимости от

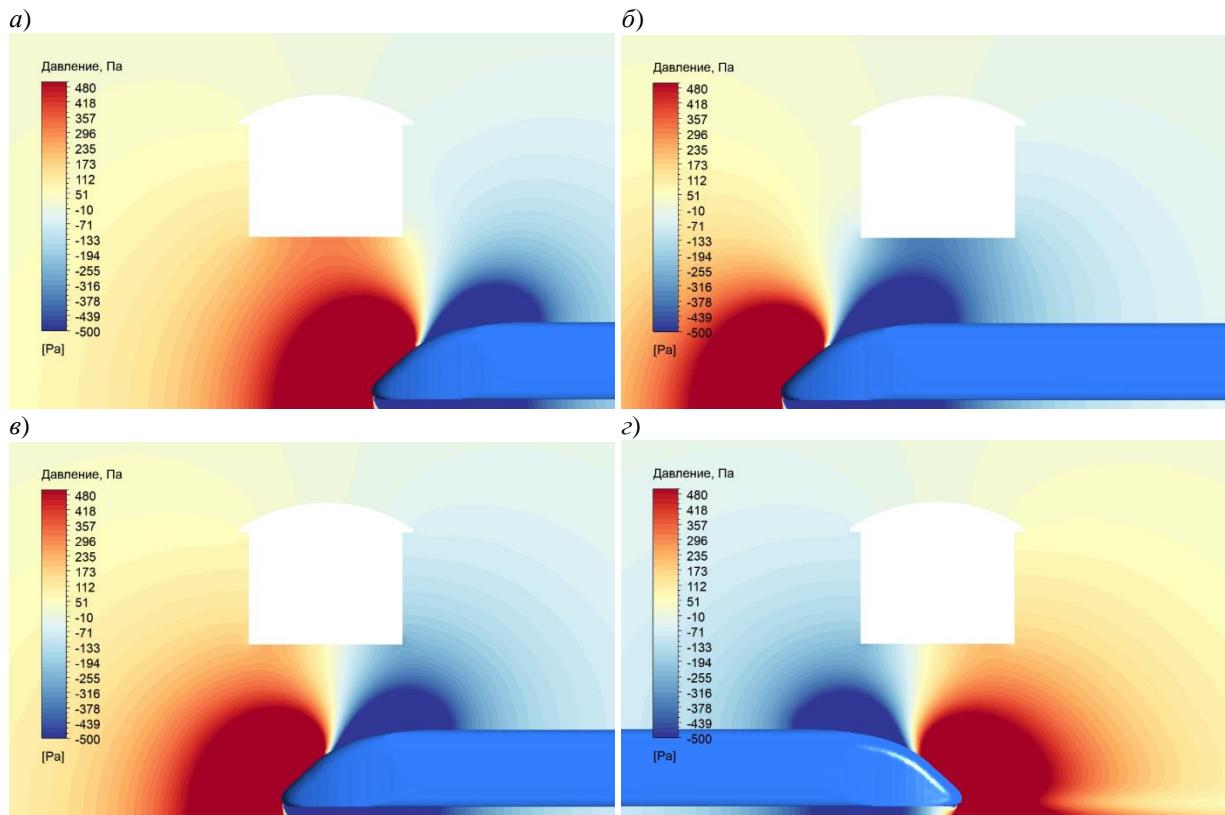


Рис. 9. Распределение давлений вокруг движущегося поезда и рассматриваемого путепровода при экстремальных величинах аэродинамических коэффициентов:
 a, b – максимальное и минимальное вертикальное воздействие соответственно;
 c, d – максимальное и минимальное горизонтальное воздействие соответственно

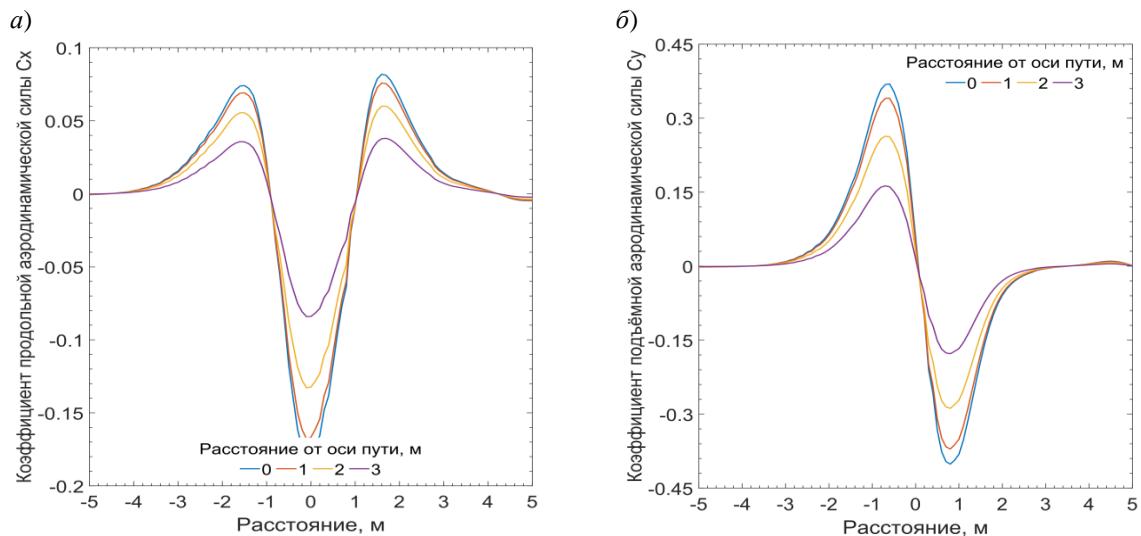


Рис. 10. Изменение аэродинамических коэффициентов при высоте 6,4 м над УГР:
 a – продольная сила; b – подъемная сила

высоты конструкции над уровнем головки рельса. Распределение величин аэродинамических коэффициентов также носит единообразный характер для всех рассмотренных случаев как для продольной, так и для подъемной аэродинамических сил.

Графики относительной интенсивности аэродинамических коэффициентов в зависимости от высоты над УГР и удаления рассматриваемого сечения от оси движения поезда приведены на рис. 13.

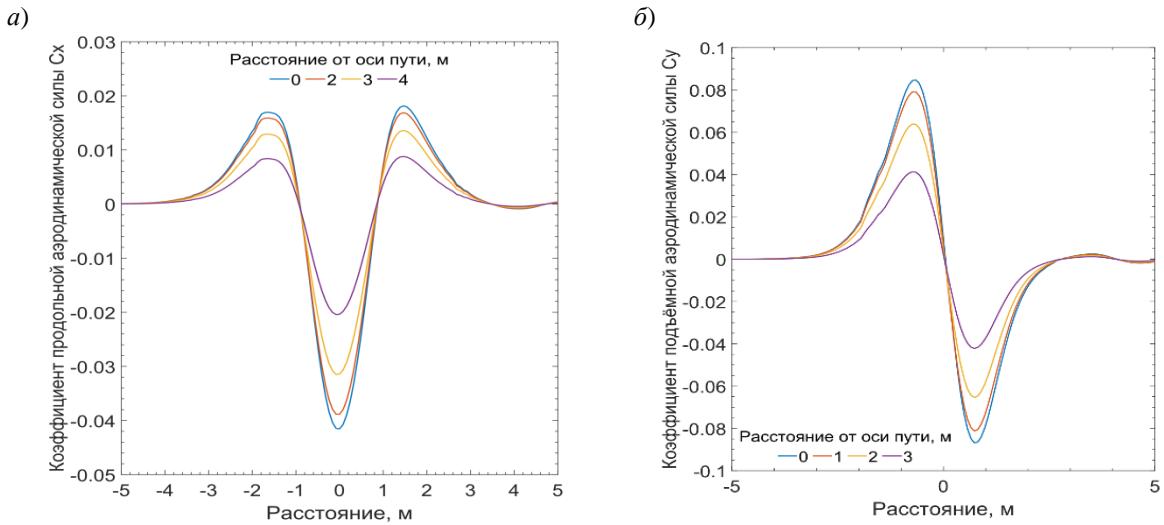


Рис. 11. Изменение аэродинамических коэффициентов при высоте 9,4 м над УГР:
а – продольная сила; б – подъемная сила

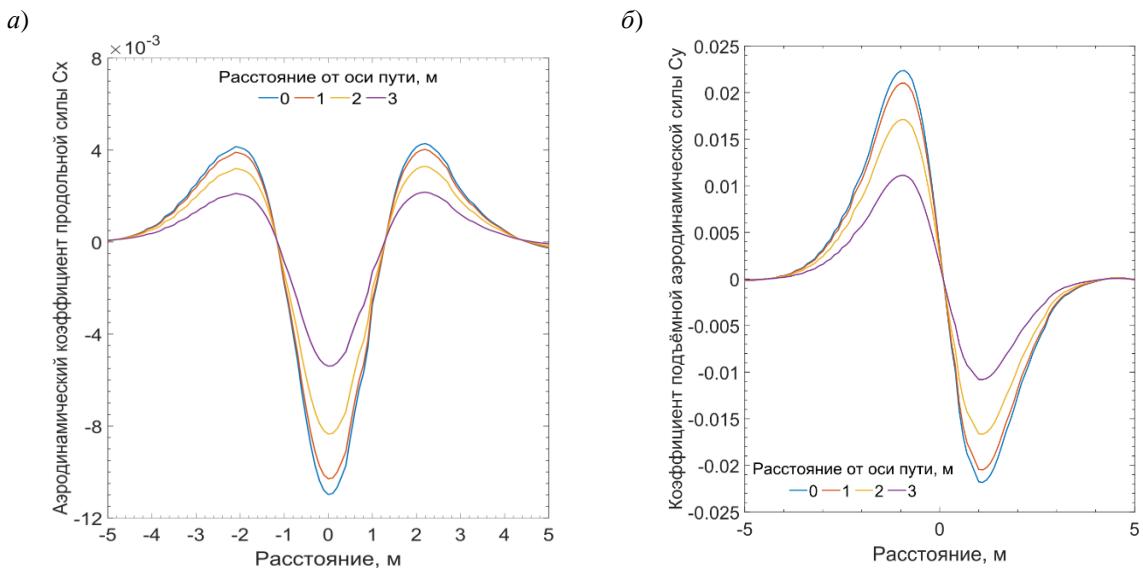


Рис. 12. Изменение аэродинамических коэффициентов при высоте 12,4 м над УГР:
а – продольная сила; б – подъемная сила

Предложения по нормированию нагрузки от аэродинамического воздействия

По результатам моделирования установлено, что величина давления воздушных масс на фронтальную поверхность сооружения при движении поезда 100 м/с (360 км/ч) может составлять до 184 Па ($\approx 19 \text{ кг}/\text{м}^2$). Данное воздействие за счет большой площади фронтальной поверхности может оказывать существенное влияние на конструкции остекления пешеходных переходов, конкорсов, аэродинамических экранов путепроводов и т. д. Исходя из вышеобозначенного следует дополнить существующие методики по определению нагрузок на

конструкции от аэродинамического воздействия расчетным случаем воздействия на вертикальные поверхности, расположенные над осью пути.

Также существующие методики рекомендуется дополнить необходимостью расчета конструкций на восприятие аэродинамической силы (как подъемной, так и продольной). По результатам исследования установлено, что величина аэродинамических сил, действующих на рассмотренное сооружение при скорости поезда 100 м/с (360 км/ч), составляет 2,45 и 1,17 кН/м для подъемной и продольной силы соответственно, что является ощутимой

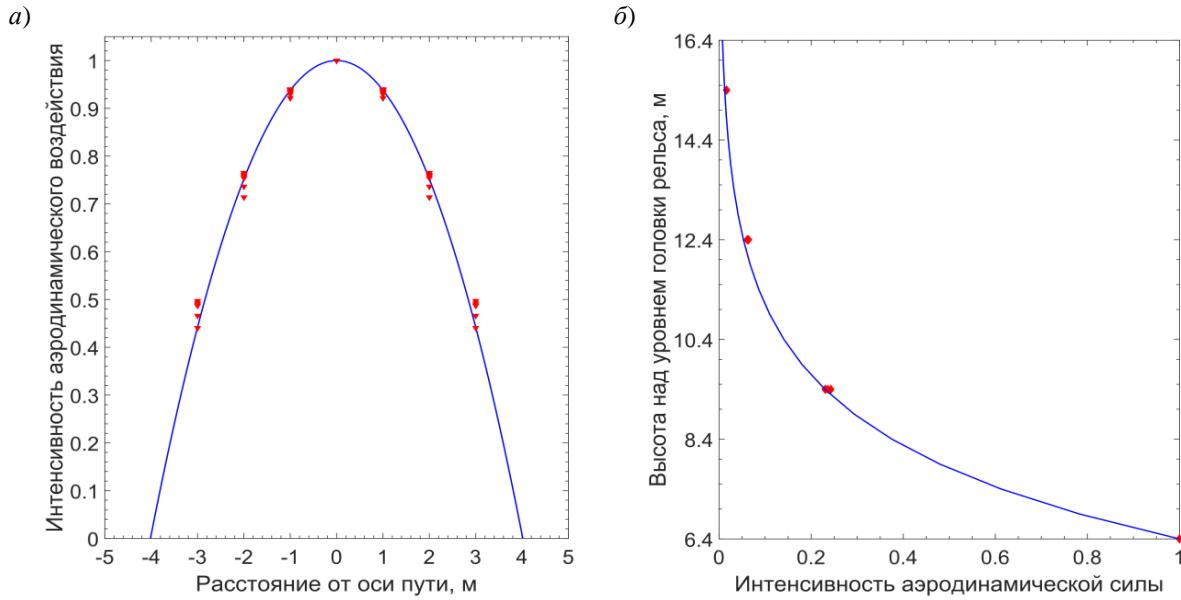


Рис. 13. Относительная интенсивность аэродинамического воздействия в зависимости от:
а – расстояния от оси пути; б – высоты над уровнем головки рельса

нагрузкой, особенно для относительно легких конструкций.

Величина аэродинамической силы составит:

$$F_x = 0,5\rho C_x v^2 k_h, \quad (4)$$

$$F_y = 0,5\rho C_y v^2 k_h, \quad (5)$$

где ρ – плотность воздуха; C_x , C_y – экстремальные величины аэродинамических коэффициентов, определенные путем численного моделирования для наиболее характерных видов поперечных сечений конструкций при минимальной высоте низа конструкции над УГР (6,4 м); v – скорость движения поезда; k_h – коэффициент интенсивности аэродинамической силы в зависимости от высоты конструкции над уровнем головки рельса.

Так как аэродинамические коэффициенты сечений C_x , C_y , плотность воздуха ρ и коэффициент 0,5 являются постоянными величинами, выражения (4) и (5) могут быть упрощены следующим образом:

$$F_x = C'_x v^2 k_h, \quad (6)$$

$$F_y = C'_y v^2 k_h \quad (7)$$

Здесь

$$C'_x = 0,5\rho C_x, \quad (8)$$

$$C'_y = 0,5\rho C_y. \quad (9)$$

Форма приложения аэродинамических нагрузок предварительно может быть представлена в виде распределенной нагрузки в соответствии с графиками относительной интенсивности, в зависимости от удаления от оси движения поезда (см. рис. 13).

Заключение

На основании результатов серии выполненных расчетов аэродинамического воздействия движущегося высокоскоростного поезда на пешеходный путепровод и их последующего анализа был определен характер распределения давлений на наиболее подверженные воздействию поверхности (фронтальную и нижнюю). Установлены характер и величины продольной и подъемной аэродинамических сил, действующих на конструкцию. Также были установлены зависимости интенсивности давлений и аэродинамических сил от высоты рассматриваемой конструкции над уровнем головки рельса.

Кроме того, были сформулированы предложения по совершенствованию и дополнению существующих методик определения величины аэродинамического воздействия на объекты инфраструктуры высокоскоростных магистралей.

Список источников

1. Смирнов В. Н., Дьяченко А. О., Дьяченко Л. К. Особенности проектирования мостов на высокоскоростных железнодорожных магистралях // Бюллетень результатов научных исследований. 2017. № 3. С. 69–81.
2. Baker C. J. A review of train aerodynamics. Part 1. Fundamentals // The Aeronautical Journal. 2014. Vol. 118, Iss. 1201. P. 201–228. <https://doi.org/10.1017/S000192400000909X>.
3. Baker C. J. A review of train aerodynamics. Part 2. Application // The Aeronautical Journal. 2014. Vol. 118, Iss. 1202. P. 345–382. <https://doi.org/10.1017/S0001924000009179>.
4. Чурков Н. А. Аэродинамика железнодорожного поезда: принципы конструирования подвижного состава, минимизирующие воздействия воздушной сферы на железнодорожный поезд. Москва : Желдориздат, 2007. 332 с.
5. Guo Zijian, Lum Tanghong, Hemida Hassan. Numerical simulation of the aerodynamic characteristics of double unit train // Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics. 2020. Vol. 14, No. 1. P. 910–922. <https://doi.org/10.1080/19942060.2020.1784798>.
6. Лазаренко Ю. М., Капускин А. Н. Аэродинамическое воздействие высокоскоростного электропоезда «Сапсан» на пассажиров на платформах и на встречные поезда при скрещении // Вестник научно-исследовательского института железнодорожного транспорта. 2012. № 4. С. 11–14.
7. Yang Na, Zheng Xiu-Kai, Zhang Jian. Experimental and numerical studies on aerodynamic loads on an overhead bridge due to passage of high-speed train // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2015. Vol. 140. P. 19–33. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jweia.2015.01.015>.
8. Soper D., Gillmeier S., Baker C. Aerodynamic forces on railway acoustic barrier // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2019. Vol. 191. P. 266–278. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2019.06.009>.
9. Zou Yunfeng, Fu Zhengyi, He Xuhui. Wind Load Characteristics of Wind Barriers Induced by High-Speed Trains Based on Field Measurements // Applied Sciences. 2019. Vol. 9 (22). P. 1–9. <https://doi.org/10.3390/app9224865>.
10. Hoffmeister B. Lärmschutzwände an Hochgeschwindigkeitsstrecken der Bahn – eine Herausforderung für den Leichtbau // Tagung der Österreichischen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik. 2008. September. S. 1–11.
11. The effect of moving train on the aerodynamic performances of train-bridge systems with a crosswind / Zhiyong Yao, Nan Zhang, Xinzhang Chen, Cheng Zhang // Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics. 2020. No. 14 (1). P. 222–235. <https://doi.org/10.1001/19942060.2019.1704886>.
12. Li Xiao-Zhen, Wang Ming, Xiao Jun. Experimental study on aerodynamic characteristics of high-speed train on a truss bridge: A moving model test // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2018. Vol. 179. P. 26–38. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2018.05.012>.
13. Liang Xi-Feng, Li Xiao-Bai, Chen Guang. On the aerodynamic loads when a high speed train passes under an overhead bridge // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2020. Vol. 202. P. 1–11. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2020.104208>.
14. Liu Ziqi, Zhang Xun, Chen Tao. Aerodynamic loads and bridge responses under train passage: case study of an overpass steel box-girder cable-stayed bridge // Advances in Bridge Engineering. 2022. Vol. 3. P. 1–25. <https://doi.org/10.1186/s43251-021-00051-w>.
15. Исследование аэродинамического нагружения масштабной модели конструкции автомобильного моста над железнодорожным полотном при движении модели скоростного поезда на скоростном гидростенде ЦАГИ : отчет о НИР (заключительный) / Центральный аэрогидродинамический институт имени профессора Н. Е. Жуковского ; руководитель А. Б. Айрапетов ; исполнители: А. В. Катунин, В. В. Стрекалов, Е. В. Смирнова. Москва, 2016. 35 с. Инв. № 12/4-13676.
16. Айрапетов А. Б., Катунин А. В. Исследование картины аэродинамического взаимодействия скоростного поезда, движущегося под конструкцией автомобильного путепровода на установке прямого движения // Материалы XXVII научно-технической конференции по аэродинамике, г. Жуковский, Московская область, 21–22 апреля 2016 г. / Центральный аэрогидродинамический институт имени профессора Н. Е. Жуковского (ЦАГИ). Жуковский, Московская область : ЦАГИ, 2016. С. 23–24.
17. Лабутин Н. А. Разработка численной модели аэродинамического взаимодействия высокоскоростного поезда, воздушной среды и объектов инфраструктуры // Мир транспорта. 2022. Т. 20, № 4 (101). С. 6–16.
18. Numerical simulations of the separated flow around a freight train passing through a tunnel using the sliding mesh technique / P. Iliadis, H. Hemida, D. Soper, C. Baker // Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers. Part F. Journal of Rail and Rapid Transit. 2019. Vol. 234, Iss. 6. P. 638–654. <https://doi.org/10.1177/0954409719851421>.

19. Вальгер С. А., Федоров А. В., Федорова Н. Н. Моделирование несжимаемых турбулентных течений в окрестности плохообтекаемых тел с использованием ПК ANSYS Fluent // Вычислительные технологии. 2013. № 5. С. 27–40.
20. Математическое моделирование аэродинамического поведения антенно-мачтовых сооружений при организации связи на железнодорожном транспорте / А. А. Локтев, В. В. Королев, О. И. Поддаева [и др.] // Вестник научно-исследовательского института железнодорожного транспорта. 2018. № 2 (77). С. 77–83.
21. Full-scale experiment of transient aerodynamic pressures acting on a bridge noise barrier induced by the passage of high-speed trains operating at 380–420 km/h / X.-H. Xiong, B. Yang, K.-W. Wang [et al.] // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2020. Vol. 204. P. 104298. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2020.104298>.
22. Numerical-experimental analysis of the slipstream produced by a high-speed train / A. Zampieri, D. Rocchi, P. Schito, C. Somaschini // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2019. Vol. 196 (5). P. 104022.
23. Maleki S., Burton D., Thompson M. C. Assessment of various turbulence models (ELES, SAS, URANS and RANS) for predicting the aerodynamics of freight train container wagons // Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2017. Vol. 170. P. 68–80.

References

1. Smirnov V. N., Diachenko A. O., Diachenko L. K. Features of bridge design on high-speed railways. *Bulletin of Research Results*. 2017;(3):69–81. (In Russ.).
2. Baker C. J. A review of train aerodynamics. Part 1. Fundamentals. *The Aeronautical Journal*. 2014;118(1201):201–228. <https://doi.org/10.1017/S000192400000909X>.
3. Baker C. J. A review of train aerodynamics. Part 2. Application. *The Aeronautical Journal*. 2014;118(1202):345–382. <https://doi.org/10.1017/S0001924000009179>.
4. Churkov N. A. Railway train aerodynamics: principles of rolling stock design that minimize the effects of the air sphere on a railway train. Moscow: Zheldorizdat; 2007. 332 p. (In Russ.).
5. Guo Zijian, Lum Tanghong, Hemida Hassan. Numerical simulation of the aerodynamic characteristics of double unit train. *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*. 2020;14(1):910–922. <https://doi.org/10.1080/19942060.2020.1784798>.
6. Lazarenko Yu. M., Kapustin A. N. Aerodynamic effect of the high-speed electric train Sapsan on passengers on platforms and on oncoming trains when crossing. *Bulletin of the Research Institute of Railway Transport*. 2012;(4):11–14. (In Russ.).
7. Yang Na, Zheng Xiu-Kai, Zhang Jian. Experimental and numerical studies on aerodynamic loads on an overhead bridge due to passage of high-speed train. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 2015;140:19–33. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jweia.2015.01.015>.
8. Soper D., Gillmeier S., Baker C. Aerodynamic forces on railway acoustic barrier. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 2019;191:266–278. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2019.06.009>.
9. Zou Yunfeng, Fu Zhengyi, He Xuhui. Wind Load Characteristics of Wind Barriers Induced by High-Speed Trains Based on Field Measurements. *Applied Sciences*. 2019;9(22):1–9. <https://doi.org/10.3390/app9224865>.
10. Hoffmeister B. Lärmschutzwände an Hochgeschwindigkeitsstrecken der Bahn – eine Herausforderung für den Leichtbau. *Tagung der Österreichischen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik*. 2008. September. P. 1–11. (In Germ.).
11. Zhiyong Yao, Nan Zhang, Xinzhong Chen, Cheng Zhang. The effect of moving train on the aerodynamic performances of train-bridge systems with a crosswind. *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*. 2020;14(1):222–235. <https://doi.org/10.1001/19942060.2019.1704886>.
12. Li Xiao-Zhen, Wang Ming, Xiao Jun. Experimental study on aerodynamic characteristics of high-speed train on a truss bridge: A moving model test. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 2018;179:26–38. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2018.05.012>.
13. Liang Xi-Feng, Li Xiao-Bai, Chen Guang. On the aerodynamic loads when a high speed train passes under an overhead bridge. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 2020;202:1–11. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2020.104208>.
14. Liu Ziqi, Zhang Xun, Chen Tao. Aerodynamic loads and bridge responses under train passage: case study of an overpass steel box-girder cable-stayed bridge. *Advances in Bridge Engineering*. 2022;3:1–25. <https://doi.org/10.1186/s43251-021-00051-w>.
15. Study of aerodynamic loading of a scale model of a road bridge structure over a railway track when a high-speed train model is moving on a TsAGI high-speed hydro test bench: research report (final). Central Aerohydrodynamic Institute named after Professor N. E. Zhukovsky; leader A. B. Airapetov; performers: A. V. Katunin, V. V. Strekalov, E. V. Smirnova. Moscow; 2016. 35 p. No. 12/4-13676. (In Russ.).

16. Airapetov A. B., Katunin A. V. Study of the pattern of aerodynamic interaction of a high-speed train moving under the structure of an automobile overpass on a direct motion installation. *Materials of the XXVII Scientific and Technical Conference on Aerodynamics, Zhukovsky, Moscow Region, 21–22 April 2016*. Central Aerohydrodynamic Institute named after Professor N. E. Zhukovsky (TsAGI). Zhukovsky, Moscow region: TsAGI; 2016. P. 23–24. (In Russ.).
17. Labutin N. A. Development of a numerical model of the aerodynamic interaction of a high-speed train, the air environment and infrastructure facilities. *World of Transport*. 2022;20(101):6–16. (In Russ.).
18. Iliadis P., Hemida H., Soper D., Baker C. Numerical simulations of the separated flow around a freight train passing through a tunnel using the sliding mesh technique. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F. Journal of Rail and Rapid Transit*. 2019; 234(6):638–654. <https://doi.org/10.1177/0954409719851421>.
19. Valger S. A., Fedorov A. V., Fedorova N. N. Modeling of incompressible turbulent flows in the vicinity of bluff bodies using the ANSYS Fluent PC. *Computational technologies*. 2013;(5):27–40.
20. Loktev A. A., Korolev V. V., Poddaeva O. I. [et al.]. Mathematical modeling of the aerodynamic behavior of antenna-mast structures when organizing communications on railway transport. *Bulletin of the Research Institute of Railway Transport*. 2018(77):77–83. (In Russ.).
21. Xiong X. H., Yang B., Wang K. W. [et al.]. Full-scale experiment of transient aerodynamic pressures acting on a bridge noise barrier induced by the passage of high-speed trains operating at 380–420 km/h. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 2020;204:104298. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2020.104298>.
22. Zampieri A., Rocchi D., Schito P., Somaschini C. Numerical-experimental analysis of the slipstream produced by a high-speed train. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 2019;196(5):104022.
23. Maleki S., Burton D., Thompson M. C. Assessment of various turbulence models (ELES, SAS, URANS and RANS) for predicting the aerodynamics of freight train container wagons. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. 2017;170:68–80.

Информация об авторе

Н. А. Лабутин – аспирант кафедры «Мосты», инженер научно-исследовательской лаборатории «Мостовая лаборатория» Петербургского государственного университета путей сообщения Императора Александра I.

Information about the author

N. A. Labutin – Postgraduate, Engineer of the Bridge Laboratory of the Bridge Department, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University.

Статья поступила в редакцию 15.04.2023; одобрена после рецензирования 05.06.2023; принята к публикации 21.06.2023.

The article was submitted 15.04.2023; approved after reviewing 05.06.2023; accepted for publication 21.06.2023.

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья

УДК 624.21

doi 10.52170/1815-9265_2023_66_41

Исследование динамической работы пролетных строений железнодорожных мостов

Егор Евгеньевич Луковников^{1✉}, Андрей Владимирович Ланг²,
Никита Андреевич Лабутин³, Леонид Константинович Дьяченко⁴

^{1,2,3} Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I,
Санкт-Петербург, Россия

⁴ ООО «Инженерное бюро искусственных сооружений», Санкт-Петербург, Россия

¹ lee0202@vk.com✉

² langandrew@yandex.ru

³ labutin@pgups.ru

⁴ lkiachenko@ebs-spb.tech

Аннотация. Исследование динамической работы пролетных строений мостов при воздействии высокоскоростной временной железнодорожной нагрузки является необходимым для корректного моделирования колебательных процессов, возникающих в конструкциях мостового сооружения. Создание полных расчетных моделей динамического взаимодействия системы «мост – путь – поезд» позволяет определять допустимые скорости движения высокоскоростных поездов как для эксплуатируемых мостовых сооружений, так и для проектируемых.

В статье представлены результаты экспериментальных исследований, полученных при проведении полевых динамических испытаний сталежелезобетонных пролетных строений мостового сооружения, расположенного на железнодорожной линии Санкт-Петербург – Москва, при прохождении высокоскоростного поезда «Сапсан». В ходе проведения полевого эксперимента были выполнены измерения ускорений и перемещений, возникающих в конструкциях пролетных строений при воздействии высокоскоростного подвижного состава. При дальнейшей обработке результатов полевых измерений рассмотрены две расчетные модели для оценки динамической работы конструкций пролетных строений и подвижного состава. В качестве первой принята упрощенная модель одиночного пролетного строения, позволяющая учитывать воздействие подвижного состава по принципу последовательно расположенных сил, соответствующих схеме подвижного состава. В расчетной схеме не учитываются жесткость и демпфирование верхнего строения пути и динамические параметры подвижного состава. Ввиду расхождения экспериментальных и расчетных данных в ходе дальнейшего исследования рассмотрена более сложная модель, позволяющая учитывать все пролетные строения в составе моста, согласно схеме сооружения, параметры жесткости и демпфирования верхнего строения пути и подвижного состава. Динамический расчет взаимодействия элементов системы «мост – путь – поезд» выполнен в нелинейной нестационарной постановке.

На основе полученных данных произведена верификация указанных расчетных моделей на соответствие результатам, полученным в ходе натурного эксперимента, определены области их рационального применения, а также преимущества и недостатки.

Ключевые слова: мосты, динамика, подвижной состав, сталежелезобетонные пролетные строения

Для цитирования: Исследование динамической работы пролетных строений железнодорожных мостов / Е. Е. Луковников, А. В. Ланг, Н. А. Лабутин, Л. К. Дьяченко // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2023. № 3 (66). С. 41–50. DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_41.

BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

Research of the dynamic operation of railway bridges spans

Egor E. Lukovnikov^{1✉}, Andrey V. Lang², Nikita A. Labutin³, Leonid K. Dyachenko⁴

^{1,2,3} Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University, Saint Petersburg, Russia

⁴ Engineering Bureau of Structures, Saint Petersburg, Russia

¹ lee0202@vk.com✉

² langandrew@yandex.ru

³ labutin@pgups.ru

⁴ lkiachenko@ebs-spb.tech

Abstract. The study of the dynamic operation of span structures of bridges under the influence of a high-speed temporary railway load is necessary for the correct modeling of oscillatory processes that occur in the structures of a bridge structure.

Creation of complete computational models of dynamic interaction of the bridge – track – train system makes it possible to determine the permissible speeds of high-speed trains both on bridge structures in operation and for bridges under design.

The article presents the results of experimental studies obtained during field dynamic tests of steel-reinforced concrete superstructures of a bridge structure located on the St. Petersburg – Moscow railway line during the passage of the high-speed train Sapsan. During the field experiment, measurements were made of accelerations and displacements that occur in the structures of superstructures under the influence of high-speed rolling stock.

With further processing of the results of field measurements, two calculation models are considered to evaluate the dynamic operation of the structures of spans and rolling stock. As the first, a simplified model of a single span is taken, considering the impact of the rolling stock in the form of a model of successively located forces corresponding to the scheme of the rolling stock. The design scheme does not consider the stiffness and damping of the track superstructure and the dynamic parameters of the rolling stock. Considering the discrepancy between the experimental and calculated data during further research, a more complex model is considered, considering all span structures in the bridge, according to the construction scheme, stiffness and damping parameters of the track structure and rolling stock. The dynamic calculation of the interaction of the elements of the bridge – track – train system is carried out in a non-linear non-stationary formulation.

Based on the data obtained, the indicated calculation models are verified for compliance with the results obtained during a full-scale experiment, the areas of their rational application, as well as advantages and disadvantages, are determined.

Keywords: bridges, dynamics, rolling stock, steel-reinforced concrete superstructures

For citation: Lukovnikov E. E., Lang A. V., Labutin N. A., Dyachenko L. K. Research of the dynamic operation of railway bridges spans. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2023;(66):41–50. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_41.

Введение

Вопрос учета динамического воздействия подвижной нагрузки на конструкции мостовых сооружений исследуется достаточно продолжительное время, практически с момента появления первых железнодорожных подвижных составов в XIX в. Впервые динамическое воздействие подвижной нагрузки на мостовое сооружение было учтено в 1863 г. Г. Гербером при проектировании моста через р. Рейн у г. Майнца, тогда был использован коэффициент $(1 + \mu)$ для умножения статических напряжений и прогибов, впоследствии получивший название динамического коэффициента. В ходе развития железных дорог в целом и подвижного состава в частности динамический коэффициент подвергался регулярному корректированию. Причинами внесения изменений в методику его расчета являлись изменяющиеся конструкции и материалы мостовых сооружений, а также новые конструкции подвижного состава, обращающегося на железнодорожных линиях [1].

С появлением скоростных и высокоскоростных железнодорожных магистралей возникла острая необходимость в детальном исследовании динамического воздействия подвижной

нагрузки на мостовые сооружения. Кратное возрастание скоростей движения поездов приводит к значительному увеличению сил инерции, передаваемых на все элементы мостовых сооружений, что в свою очередь приводит к росту напряжений и перемещений [2], возникающих в основных конструкциях мостов.

При проектировании мостовых сооружений на высокоскоростных железнодорожных магистралях вопрос учета динамического воздействия не является тривиальным по причине его многофакторности. Величины напряжений и перемещений, возникающих при прохождении высокоскоростной временной нагрузки, зависят от динамических параметров и скорости движения подвижного состава, материала и конструкции верхнего строения пути, пролетных строений, опор и опорных частей, а в некоторых случаях и от характеристик грунтового основания фундаментов опор.

В целях исследования природы динамических воздействий на конструкции мостовых сооружений при прохождении высокоскоростного подвижного состава были проведены полевые измерения величин ускорений, перемещений и напряжений в основных элементах пролетных строений мостов, расположенных

женных на железнодорожной линии Санкт-Петербург – Москва.

Материалы и методы исследования

Целью настоящего исследования является верификация расчетной модели динамического взаимодействия подвижного состава с несущими конструкциями железнодорожного моста, эксплуатируемого на линии с высокоскоростным обращением поездов. Принципом верификации является сопоставление собственных и вынужденных частот, а также характера колебаний пролетного строения, полученных экспериментальным путем при полевых измерениях с результатами численного моделирования системы «мост – путь – поезд».

Объект и средства измерений

Полевые измерения проводились на мостовом переходе через руч. Веребушка участка железнодорожной линии Санкт-Петербург – Москва. Мост двухпутный, построен в 2001 г., с расчетной схемой $9 \times 55,00$ м под каждый путь. Полная длина моста составляет 524,00 м. Исследуемые конструкции представлены сталежелезобетонными разрезными балочными пролетными строениями, выполненными по типовому проекту Гипротрансмоста (инв. № 739/7). Опорные части катковые, изготовлены по типовому проекту Гипротрансмоста (инв. № 583, тип IV). Опоры моста массивные, выполнены из монолитного железобетона, фундаменты опор на призматических сваях сечением 35×35 см, погруженных на глубину от 12 до 29,7 м. На мосту уложен бесстыковой путь на щебеночном балла-

сте из путевых рельсов типа Р65, на железобетонных шпалах со скреплениями типа КБ.

Динамические измерения выполнялись трехосными акселерометрами, закрепляемыми на бортиках балластного корыта пролетных строений, с частотой записи 100 Гц (рис. 1). Измерение перемещений пролетного строения производилось с использованием видеоэкстензометра с частотой записи 75 Гц.

Результаты экспериментальных исследований

Результаты динамических измерений представлены в виде графиков ускорений пролетных строений (рис. 2) при прохождении по ним высокоскоростных поездов «Сапсан». Обработка данных позволяет определить амплитудно-частотные характеристики пролетных строений [3] и выявить характерные частоты колебаний пролетных строений (рис. 3).

Изменения частотного спектра колебаний [4] пролетного строения во времени (при нахождении поезда на конструкции и после его схода) может наблюдаться по спектрограммам (рис. 4). График вертикальных перемещений середины пролетного строения, записанный методом видеоэкстензометрии, представлен на рис. 5.

По результатам обработки данных натурного эксперимента можно заключить, что наиболее характерные частоты колебаний пролетного строения имеют значения 2,50 и 7,39 Гц (см. рис. 3). Данные частоты проявляются и после схода подвижного состава, таким образом, вынужденные колебания при нахождении поезда на пролетном строении совпадают с собственными частотами колебаний конструкции.

a)



б)



Рис. 1. Приборы, использованные при измерениях:
а – трехосный акселерометр; б – видеоэкстензометр

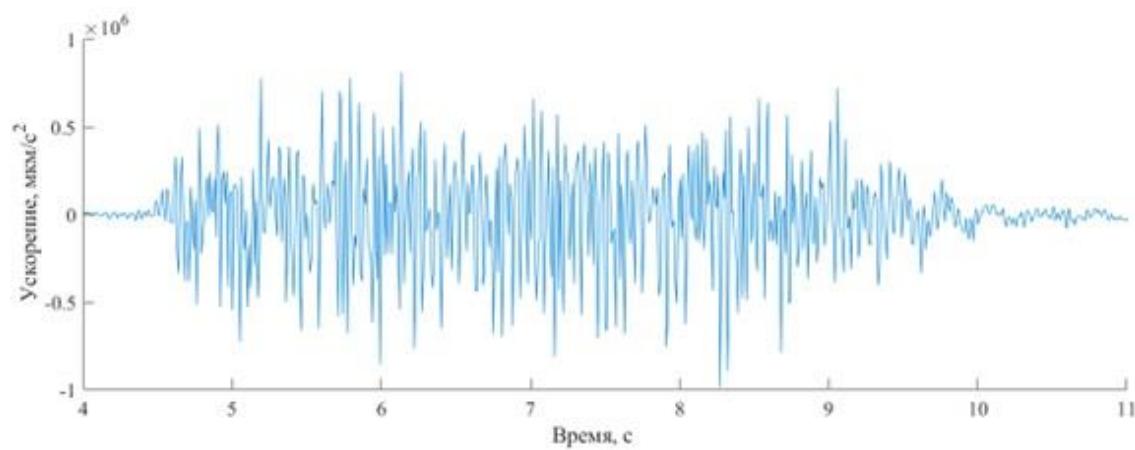


Рис. 2. График вертикальных виброперемещений пролетного строения ($l_p = 55,0$ м) при проходе поезда «Сапсан» со скоростью 220 км/ч

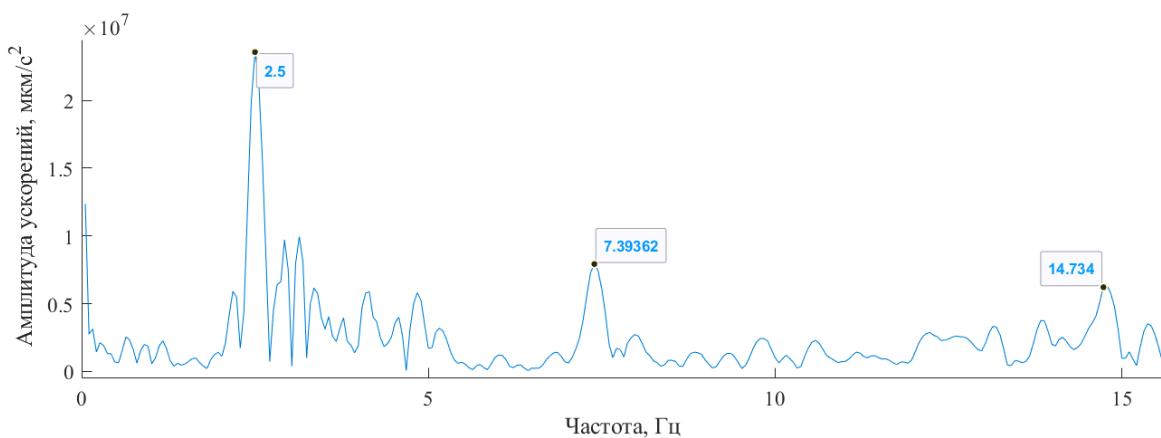


Рис. 3. Амплитудно-частотная характеристика пролетного строения ($l_p = 55,0$ м) при проходе поезда «Сапсан» со скоростью 220 км/ч (колебания в вертикальной плоскости)

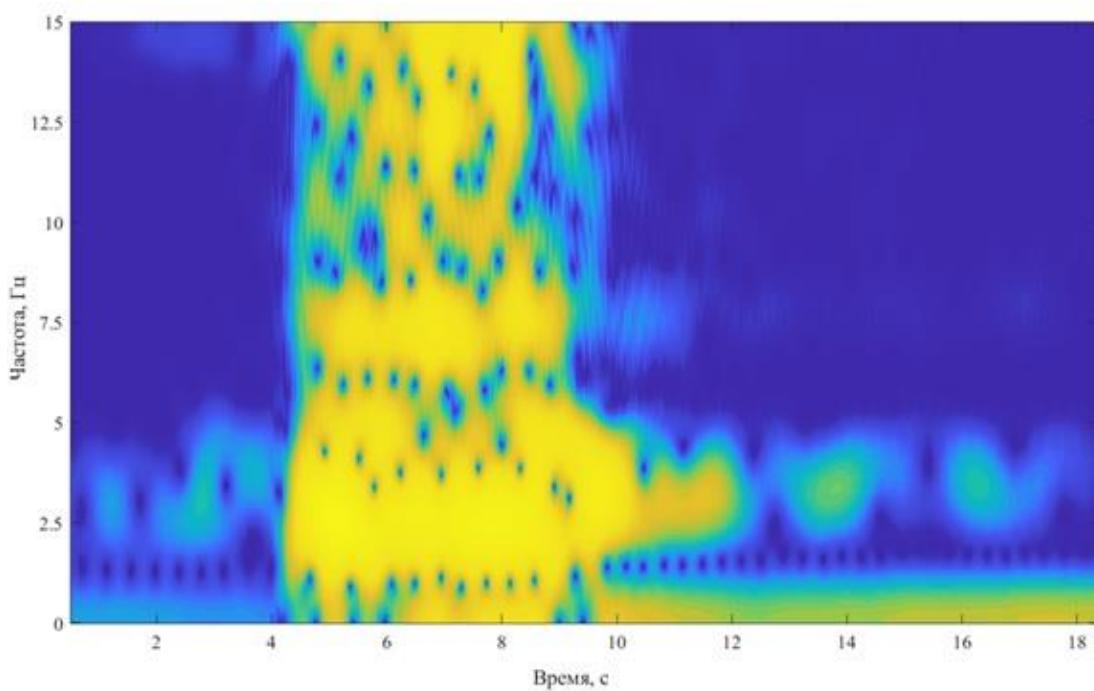


Рис. 4. Спектрограмма пролетного строения ($l_p = 55,0$ м) при проходе поезда «Сапсан» со скоростью 220 км/ч (колебания в вертикальной плоскости)

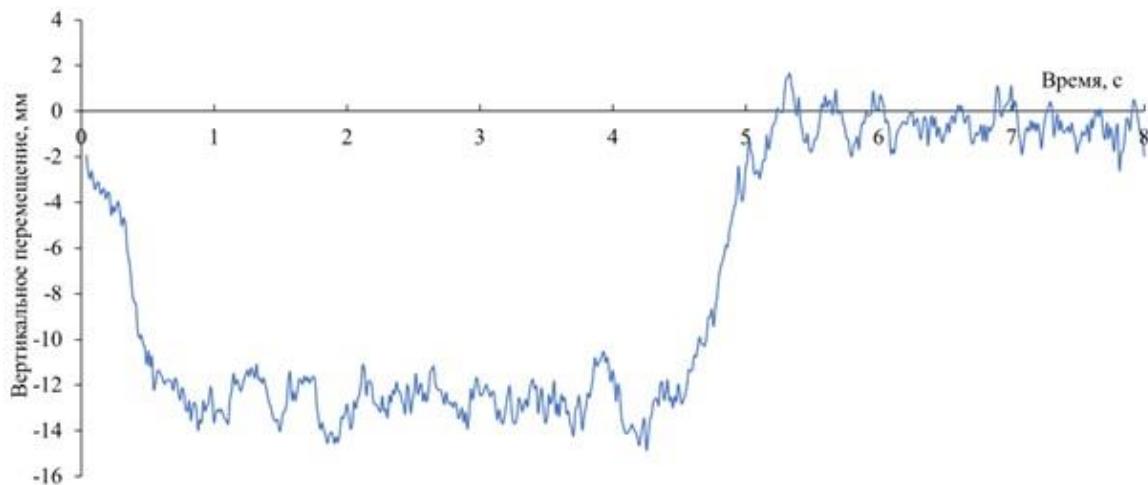


Рис. 5. Вертикальные перемещения середины пролета, полученные с помощью видеоэкстензометра (проход поезда «Сапсан» со скоростью 220 км/ч)

В то же время проявления резонансного режима колебаний пролетных строений, наблюдаемого при совпадении вынужденных и собственных частот колебаний, не происходит.

Результаты расчетных исследований

На первом этапе исследования было произведено конечно-элементное моделирование пролетного строения в упрощенной форме, без учета параметров жесткости и демпфирования подвижного состава и верхнего строения пути.

Расчетная модель пролетного строения представлена стержневыми элементами. Общие геометрические параметры конструкции, размеры поперечных сечений и величины постоянных нагрузок приняты на основании ра-

бочей документации по типовому проекту. Инерционные характеристики конструктивных элементов пролетного строения определены автоматически и уточнялись в соответствии с документацией.

Нагрузка от верхнего строения пути, мостового настила и перильного ограждения учитывалась как дополнительная масса. Общий вид расчетной модели одиночного пролетного строения представлен на рис. 6.

В ходе исследования был проведен модальный анализ расчетной модели с учетом всех постоянных нагрузок. Основные формы собственных колебаний конструкции и соответствующие им частоты приведены на рис. 7 и в табл. 1. Сопоставление результатов полевых экспериментов с расчетными данными

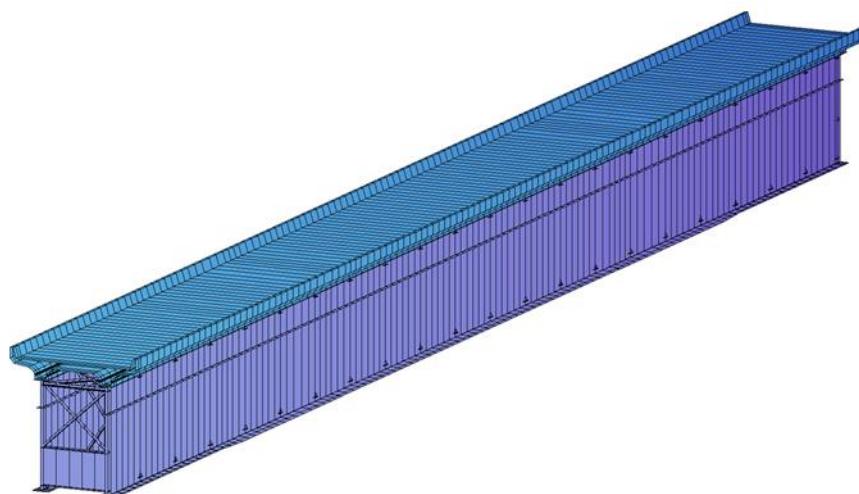
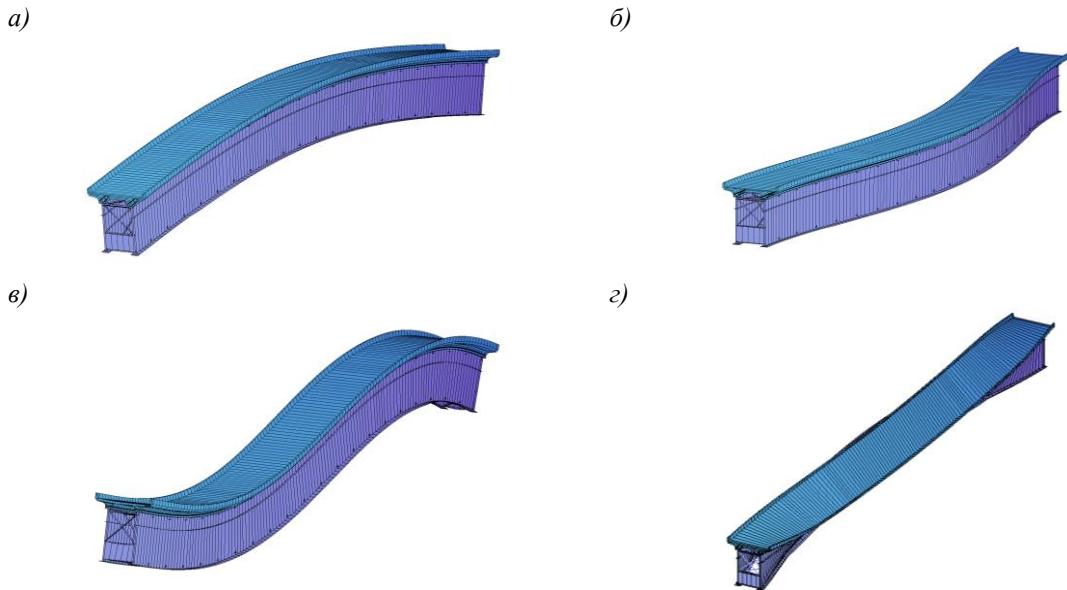


Рис. 6. Вид расчетной модели пролетного строения



*Рис. 7. Основные собственные формы колебаний расчетной модели пролетного строения:
а – 1-я форма (вертикальный изгиб), $f = 2,39$ Гц; б – 2-я форма (горизонтальный изгиб), $f = 3,80$ Гц;
в – 3-я форма (S-образный вертикальный изгиб), $f = 7,58$ Гц; г – 8-я форма (кручение), $f = 12,34$ Гц*

Таблица 1

**Сопоставление собственных частот колебаний пролетного строения
по расчетным и экспериментальным данным**

Выявленные собственные частоты	Эксперимент 1	Эксперимент 2	Численная модель	Максимальное расхождение, %
f_1 (изгиб)	2,50	2,39	2,39	-4,60
f_3 (изгиб)	7,39	7,21	7,58	4,88
f_8 (кручение)	–	12,85	12,34	-4,13

приведено в табл. 1 (для двух экспериментальных измерений с наибольшим отклонением значений). Данные, приведенные на рис. 2–4, соответствуют эксперименту 1. Выявлена высокая сходимость значений собственных частот колебаний пролетного строения с результатами расчетов. Наибольшее отклонение расчетных значений от данных натурного эксперимента составляет 4,88 % (см. табл. 1).

Динамическое воздействие подвижного состава на пролетные строения

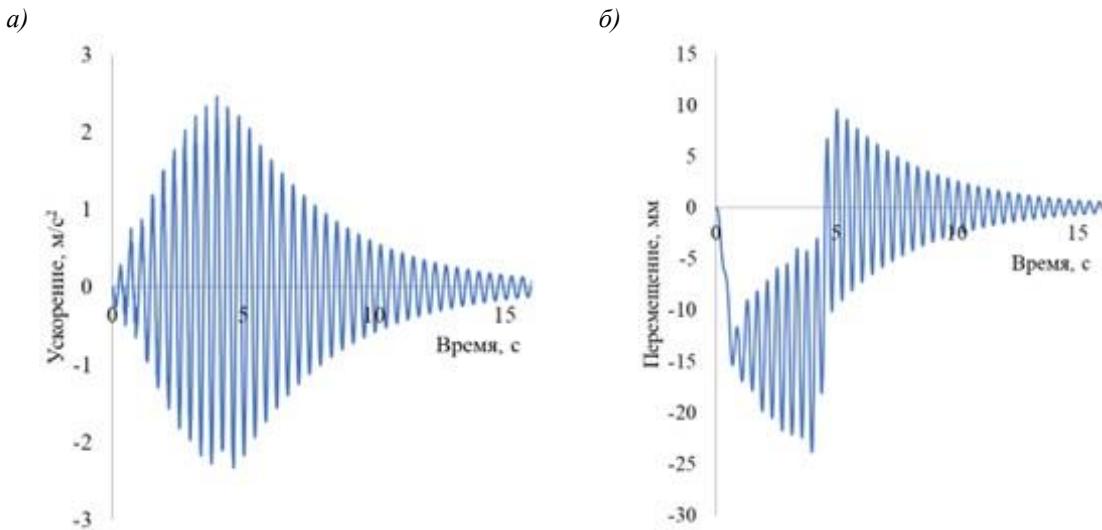
На следующем этапе был произведен прямой динамический расчет воздействия поезда на пролетное строение в постановке модели «подвижные силы на балке» [5]. Проезд поезда «Сапсан» по пролетному строению был смоделирован со скоростью 220 км/ч, что соответствует фактической скорости движения поездов на участке.

Согласно результатам расчета, при указанной скорости движения поезда на модели

зарегистрирован резонансный эффект [6], который проявляется в резком нарастании амплитуды колебаний пролетного строения при проходе подвижной нагрузки (рис. 8).

Странно отметить, что резонансный эффект не был выявлен при обработке данных полевого эксперимента, что дает основание полагать, что расчетные предпосылки не учитывают особенностей взаимодействия элементов системы «мост – путь – поезд», способствующих гашению резонансных колебаний пролетного строения.

Таким образом, упрощенная расчетная модель (не учитывающая параметров жесткости и демпфирования поезда и верхнего строения пути с достаточной точностью) позволяет получить значения форм и частот колебаний сооружения, но при этом не отражает действительный характер динамической работы пролетного строения и в данном случае не может быть использована для определения параметров динамического отклика конструкции.



*Рис. 8. Результаты прямого динамического расчета пролетного строения при движении поезда «Сапсан» со скоростью 220 км/ч:
а – акселерограмма (середина пролета); б – вертикальные перемещения (середина пролета)*

С целью исключения указанных несоответствий в ходе дальнейших исследований задача решалась в постановке взаимодействия системы «мост – путь – поезд» с учетом параметров жесткости и демпфирования подвижного состава и верхнего строения пути.

Анализ динамического взаимодействия элементов системы «мост – путь – поезд»

Модальный анализ полной расчетной модели, включающей в себя все пролетные строения мостового сооружения, с учетом динамических характеристик верхнего строения пути на мосту показал незначительные изменения значений собственных частот колебаний конструкции (табл. 2). Данные изменения происходят за счет эффекта включения смежных пролетных строений в совместную работу через конструкцию бесстыкового пути [7]. Формы собственных колебаний пролетных строений с учетом верхнего строения пути приведены на рис. 9.

На следующем этапе исследований был выполнен расчет динамического взаимодействия пролетных строений моста с учетом верхнего строения пути и поезда «Сапсан», двигающегося со скоростью 200 км/ч.

По результатам анализа акселерограмм колебаний пролетных строений (рис. 10), полученных при моделировании взаимодействия «мост – путь – поезд», определено качественное соответствие графиков ускорений [8] с экспериментальными данными (см. рис. 2), что подтверждает отсутствие резонансного характера колебаний пролетных строений.

Эффект гашения резонансных колебаний пролетных строений [9] обусловлен особенностями динамического взаимодействия пролетных строений с подвижным составом [10]. Так, колебания пролетных строений на контакте «колесо – рельс» передаются на экипажи поезда, вызывая колебания подпрессорной массы кузова (рис. 11).

Сопоставление собственных частот колебаний пролетных строений по различным расчетным моделям

Выявленные собственные частоты	Простая численная модель	Численная модель всех пролетных строений с учетом верхнего строения пути	Максимальное расхождение, %
f_1 (изгиб)	2,39	2,48	3,63
f_3 (изгиб)	7,58	7,92	4,29

Таблица 2

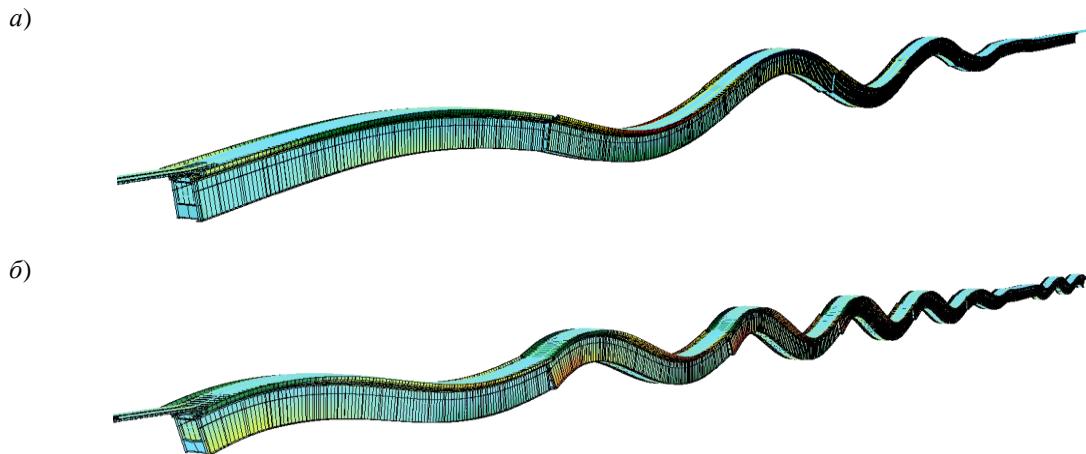


Рис. 9. Собственные формы колебаний модели пролетных строений с учетом верхнего строения пути:
а – 1-я форма (вертикальный изгиб), $f = 2,48$ Гц; б – 3-я форма (S-образный вертикальный изгиб),
 $f = 7,92$ Гц

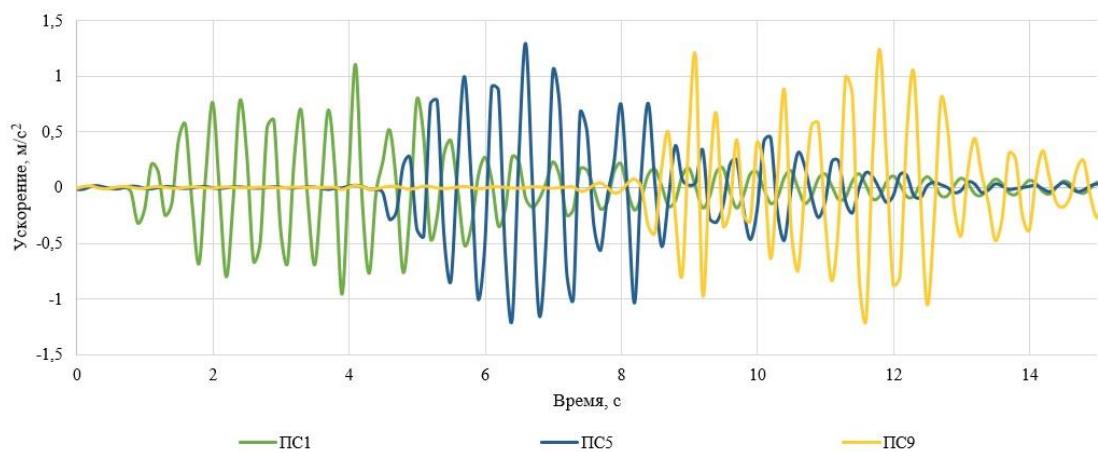


Рис. 10. Акселерограмма (колебания пролетных строений № 1, 5, 9 в середине пролетов)
по результатам прямого динамического анализа взаимодействия элементов
системы «мост – путь – поезд»

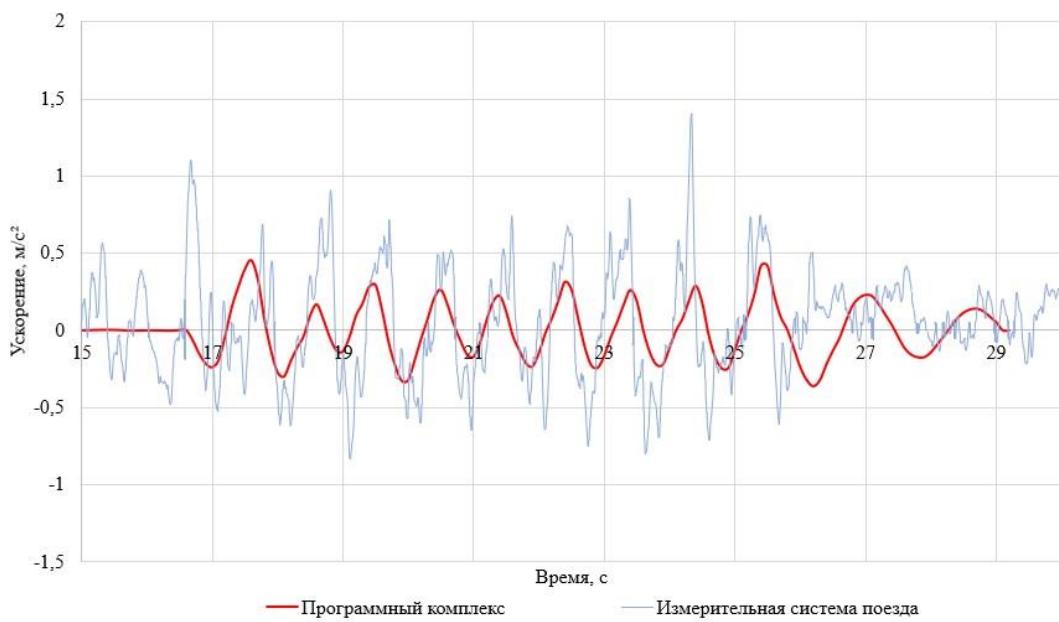


Рис. 11. График ускорений 10-го вагона поезда «Сапсан»

Таким образом, движение поезда по мосту сопровождается циклической «перекачкой» энергии из подсистемы «мост» в подсистему «поезд» и обратно. Следует также отметить, что энергия колебаний попутно рассеивается в конструкции верхнего строения пути и подвеске экипажей поезда.

Заключение

Результаты расчетно-экспериментальных исследований показали, что при решении задачи определения собственных частот колебаний пролетного строения учет совместной работы пролетных строений с верхним строением пути незначительно влияет на полученные результаты. При этом динамические параметры верхнего строения пути и подвижного состава оказывают принципиальное влияние на характер динамической работы пролетных строений.

Таким образом, было установлено, что расчетная модель взаимодействия элементов системы «мост – путь – поезд» позволяет точно описать колебательный процесс в системе и определить динамический отклик не только пролетного строения, но и подвижного состава.

Практическое применение сложных расчетных моделей взаимодействия системы «мост – путь – поезд» сопряжено с необходимостью привлечения значительных вычислительных ресурсов, что затрудняет их широкое использование в инженерной практике.

Целесообразным представляется выполнять динамический анализ конструкций на всем диапазоне скоростей с применением упрощенной расчетной модели воздействия поезда на пролетное строение, определяя значения критических скоростей, при которых возникает повышенный динамический отклик конструкции; использовать расчетные модели динамического взаимодействия элементов системы «мост – путь – поезд».

Представленные в статье методы исследования динамического взаимодействия мостовых сооружений и подвижного состава могут быть использованы для обоснования безопасности движения поездов и надежности конструкций мостов на скоростных и высокоскоростных железнодорожных магистралях.

Список источников

1. Взаимодействие железнодорожных мостов с подвижным составом / Н. Г. Бондарь, Ю. Г. Козьмин, З. Г. Ройтбурд [и др.]. Москва : Транспорт, 1984. 272 с.
2. Fryba L. Dynamics of Railway Bridges. Praha : Academia Praha, 1996. 326 p.
3. Calculation of bridge deformations due to train passages by the use of strain and acceleration measurements from bridge monitoring supported by experimental tests / T. Rauert, M. Feldmann, L. He, G. De Roeck // Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN. 2011. P. 1149–1155.
4. Мосты на высокоскоростных железнодорожных магистралях / В. Н. Смирнов, А. А. Барановский, Г. И. Богданов [и др.]. Санкт-Петербург : Петербургский государственный университет путей сообщения, 2015. 274 с.
5. Смирнов В. Н., Дьяченко А. О., Дьяченко Л. К. Особенности проектирования мостов на высокоскоростных железнодорожных магистралях // Бюллетень результатов научных исследований. 2017. № 3. С. 69–81.
6. Смирнов В. Н., Дьяченко Л. К., Евстигнеев Е. А. Резонансные колебания пролетных строений мостов на высокоскоростных железнодорожных магистралях // Новые технологии в мостостроении (от прошлого к будущему) : сборник трудов Международной научно-технической конференции. Санкт-Петербург : Петербургский государственный университет путей сообщения, 2015. С. 91–97.
7. Смирнов В. Н. Взаимодействие бесстыкового пути с мостовым сооружением на высокоскоростных магистралях. Москва : Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте, 2015. 96 с.
8. Effects of rail and train's critical speed on the dynamic behavior of bridges / Y. Khadri, S. Tekili, E. M. Daya [et al.] // Mechanika. 2013. Vol. 19. P. 46–52.
9. Jong-Dar Yau. Resonance of continuous bridges due to high speed trains // Journal of Marine Science and Technology. 2001. Vol. 9. P. 14–20.
10. Tavares Rui Afonso. Influence of the vertical support stiffness on the dynamic behavior of high-speed railway bridges / Royal Institute of Technology. Stockholm : Master Thesis, 2007. 119 p.

References

1. Bondar N. G., Kozmin Y. G., Roitburd Z. G., Tarasenko V. P., Yakovlev G. N. Interaction of railway bridges with rolling stock. Moscow: Transport; 1984. 272 p. (In Russ.).
2. Fryba L. Dynamics of Railway Bridges. Praha: Academia Praha; 1996. 326 p.
3. Rauert T., Feldmann M., He L., De Roeck G. Calculation of bridge deformations due to train passages by the use of strain and acceleration measurements from bridge monitoring supported by experimental tests. *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2011*. P. 1149–1155.
4. Smirnov V. N., Baranovsky A. A., Bogdanov G. I., Vorobyov D. E., Dyachenko L. K. [et al.]. Bridges on high-speed railway lines. Saint Petersburg: Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University; 2015. 274 p. (In Russ.).
5. Smirnov V. N., Dyachenko A. O., Dyachenko L. K. Features of the design of bridges on high-speed railway lines. *Bulletin of Research Results*. 2017;(3):69–81. (In Russ.).
6. Smirnov V. N., Dyachenko L. K., Evstigneev E. A. Resonant oscillations of span structures of bridges on high-speed railway lines. *New technologies in bridge building (from the past to the future): collection of articles. Tr. International scientific and technical conferences*. Saint Petersburg: Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University; 2015. P. 91–97. (In Russ.).
7. Smirnov V. N. Interaction of a seamless path with a bridge structure on high-speed highways. Moscow: Textbook-method. Center for Education on the railway transport; 2015. 96 p. (In Russ.).
8. Khadri Y., Tekili S., Daya E. M., Daouadji A., Merzoug B. Effects of rail and train's critical speed on the dynamic behavior of bridges. *Mechanika*. 2013;19:46–52.
9. Jong-Dar Yau. Resonance of continuous bridges due to high speed trains. *Journal of Marine Science and Technology*. 2001;9:14–20.
10. Rui Afonso Tavares. Influence of the Vertical Support Stiffness on the Dynamic Behavior of High-Speed Railway Bridges. Royal Institute of Technology. Stockholm: Master Thesis; 2007. 119 p.

Информация об авторах

Е. Е. Луковников – аспирант кафедры «Мосты» Петербургского государственного университета путей сообщения Императора Александра I.

А. В. Ланг – аспирант кафедры «Мосты», инженер научно-исследовательской лаборатории «Мостовая лаборатория» Петербургского государственного университета путей сообщения Императора Александра I.

Н. А. Лабутин – аспирант кафедры «Мосты», инженер научно-исследовательской лаборатории «Мостовая лаборатория» Петербургского государственного университета путей сообщения Императора Александра I.

Л. К. Дьяченко – генеральный директор ООО «Инженерное бюро искусственных сооружений», кандидат технических наук.

Information about the authors

E. E. Lukovnikov – Postgraduate of the Bridges Department, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University.

A. V. Lang – Postgraduate of the Bridges Department, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University.

N. A. Labutin – Postgraduate of the Bridges Department, Emperor Alexander I St. Petersburg State Transport University.

L. K. Dyachenko – Chief Executive Officer of the Engineering Bureau of Structures, Candidate of Engineering.

Статья поступила в редакцию 03.05.2023; одобрена после рецензирования 09.06.2023; принята к публикации 21.06.2023.

The article was submitted 03.05.2023; approved after reviewing 09.06.2023; accepted for publication 21.06.2023.

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья

УДК 624.21

doi 10.52170/1815-9265_2023_66_51

Влияние циклической нагрузки на коррозионно-усталостную долговечность пролетных строений железобетонных мостов

Глеб Александрович Ефремов^{1✉}, Валерий Николаевич Мячин²,
Дмитрий Александрович Шестовицкий³

¹ Научно-исследовательский и проектный институт «Транспортной и строительной безопасности», Санкт-Петербург, Россия

² Научно-исследовательский и проектный институт территориального развития и транспортной инфраструктуры, Санкт-Петербург, Россия

^{1,3} Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, Санкт-Петербург, Россия

¹ frost0077@mail.ru[✉]

² vnmyachin@yandex.ru

³ shestovitsky@mail.ru

Аннотация. Планируемая высокоскоростная железнодорожная магистраль Москва – Санкт-Петербург предъявляет высокие требования к надежности и долговечности искусственных сооружений в своем составе. Срок службы основных несущих конструкций мостов назначается директивно нормами проектирования на уровне 100 лет, при этом отсутствует возможность его обоснования и расчетного подтверждения. Опыт эксплуатации позволяет сделать вывод о том, что единичные сооружения на существующих железнодорожных линиях достигают такого срока без реконструкции или капитального ремонта. В данной статье рассматривается коррозионно-усталостная долговечность как один из аспектов методики прогнозирования срока службы моста с учетом динамической нагрузки. Данный вид деградации железобетона вызывается комбинированным действием пittingовой коррозии арматуры и циклической нагрузки, которое приводит к зарождению и росту усталостной трещины в арматурном стержне. Приведена методика расчета времени роста трещины от ее зарождения до критического значения. В составе методики рассмотрены моделирование и динамический расчет железобетонного рамного пролетного строения моста, обработка спектра изгибающего момента, выделение средней величины напряжения и количества ее повторений, моделирование роста трещины с использованием принципов механики разрушения. Проанализированы поезда А1–А10 по СП 453 в диапазоне скоростей от 120 до 400 км/ч. Получены значения времени роста усталостной трещины для отобранных поездов и скоростей, вызывающих наибольший диапазон напряжений в арматуре.

Ключевые слова: железобетонные мосты, срок службы, коррозионная усталость, линейная механика разрушения, высокоскоростная железнодорожная магистраль, уравнение Пэриса

Для цитирования: Ефремов Г. А., Мячин В. Н., Шестовицкий Д. А. Влияние циклической нагрузки на коррозионно-усталостную долговечность пролетных строений железобетонных мостов // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2023. № 3 (66). С. 51–59. DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_51.

BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

Influence of cyclic loading on corrosion-fatigue life of concrete bridges superstructure

Gleb A. Efremov^{1✉}, Valery N. Myachin², Dmitriy A. Shestovitskiy³

¹ Research and Design Institute for Transport and Construction Safety

² Research and Design Institute for Territorial Development and Transport Infrastructure, Saint-Petersburg, Russia

^{1,3} Emperor Alexander I Saint Petersburg State Transport University, Russia

¹ frost0077@mail.ru[✉]

² vnmyachin@yandex.ru

³ shestovitsky@mail.ru

Abstract. The planned high-speed railway line Moscow – Saint-Petersburg makes high demands on the reliability and durability of artificial structures in its composition. The service life of the main load-bearing structures of bridges is prescribed by design standards at the level of 100 years, while there is no possibility of its justification and calculation confirmation. Operating experience allows us to conclude that single structures on existing railway lines reach such a period without reconstruction or major repairs. This article discusses corrosion-fatigue durability as one of the aspects of the method for predicting the service life of a bridge, taking into account the dynamic load. This type of degradation of reinforced concrete is caused by the combined action of pitting corrosion of reinforcement and cyclic loading, which leads to the initiation and growth of a fatigue crack in the reinforcing bar. A method for calculating the time of crack growth from its inception to a critical value is given. The methodology includes modeling and dynamic calculation of a reinforced concrete frame span of a bridge, processing the bending moment spectrum and extracting the average stress value and the number of its repetitions, modeling crack growth using the principles of fracture mechanics. Trains A1-A10 were analyzed along SP 453 in the speed range from 120 to 400 km/h. The values of the fatigue crack growth time for the selected trains and speeds, which cause the largest range of stresses in the reinforcement, are obtained.

Keywords: concrete bridges, service life, corrosion-fatigue, linear elastic fracture mechanics, high-speed railway, Paris law

For citation: Efremov G. A., Myachin V. N., Shestovitskiy D. A. Influence of cyclic loading on corrosion-fatigue life of concrete bridges superstructure. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2023;(66):51–59. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_51.

Введение

При проектировании искусственных сооружений на высокоскоростных железнодорожных магистралях (ВСМ) одним из основных требований, предъявляемых к ним нормативной документацией, является надежность на протяжении всего срока эксплуатации [1]. Однако средства для обеспечения надежности железобетонных конструкций в настоящий момент ограничены конструктивными требованиями, такими как класс бетона по прочности, морозостойкости, водонепроницаемости, защитный слой бетона и т. д. Считается, что при выполнении данных требований конструкция будет удовлетворять заданному проектному сроку службы, который для основных конструкций мостов принимается равным 100 годам [1]. Практикой соблюдение заданного срока службы для железобетонных мостов на высокоскоростных магистралях на данный момент не подтверждено. Но если обратиться к эксплуатируемым железобетонным мостам на существующих дорогах сети ОАО «РЖД», то, по данным [2], срок эксплуатации пролетных строений, запроектированных под нагрузку С14, не превышает 50 лет. Это говорит о недостаточной изученности процесса деградации железобетонных элементов во времени. Процесс этот достаточно сложный, и существует несколько сценариев потери несущей способности элемента и последующего разрушения сечения. Так, в работах [3], [4] изучается разрушение железобетонного элемента по критерию накопления микроповреждений в бетоне сжатой зоны. Также есть методики расчета, предполагающие исчерпание несущей способ-

ности сечения из-за равномерной коррозии рабочей арматуры [5]. Однако есть еще один сценарий, вероятность которого повышается из-за работы пролетного строения в условиях высокоскоростного движения и значительных динамических нагрузок, – коррозионно-усталостное разрушение рабочей арматуры. Данный процесс представляет собой комбинацию воздействия агрессивной среды и попеременного циклического нагружения. Под воздействием хлоридсодержащей среды в арматуре, наряду с равномерной коррозией, возникает пittingовая, и появляющиеся коррозионные ямки становятся концентраторами напряжений [6]. По этой причине в вершине ямки может зародиться усталостная трещина, рост которой в конечном итоге приводит к разрушению арматурного стержня (рис. 1).

В данной статье представлена методика моделирования и расчета времени роста усталостной трещины в арматуре после ее зарождения и до достижения критического значения с учетом типа временной подвижной нагрузки. Сложность учета подвижной нагрузки заключается в необходимости перехода от сложного спектра усилий, полученного в результате динамического анализа, к более простому, который может использоваться в расчете.

Для достижения поставленной задачи использованы стандартные уравнения механики разрушения, возможности динамического анализа конструкций, реализованные в современных МКЭ-комплексах, а также методы обработки сложных циклов нагрузки и разгрузки элемента.

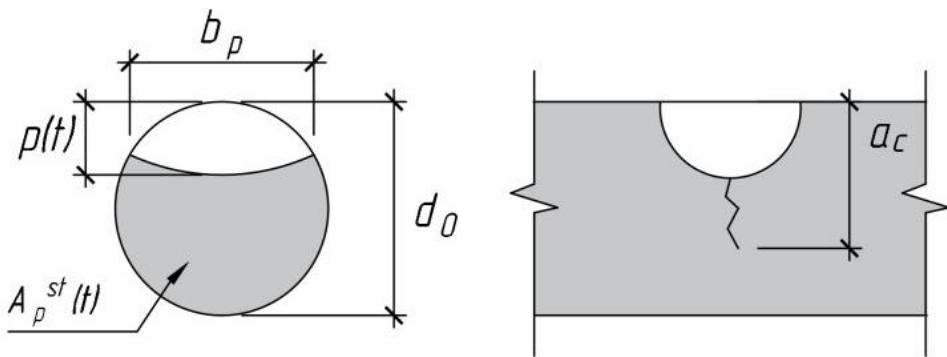


Рис. 1. Процесс зарождения и роста усталостной трещины из коррозионной ямки:
 $p(t)$ – глубина коррозии; b_p – ширина коррозионной ямки; d_0 – первоначальный диаметр арматурного стержня; $A_p^{st}(t)$ – оставшаяся площадь арматуры; a_c – величина трещины с учетом коррозии

Методы исследования

Процесс расчета времени роста усталостной трещины условно можно разделить на три этапа:

1. Создание КЭ-модели пролетного строения и выполнение динамического расчета.
2. Обработка сложного спектра напряжений, полученного в результате расчета, и выделение количества циклов с одинаковым средним напряжением в установленных границах области усреднения.
3. Расчет роста трещины с использованием уравнений механики разрушения.

На первом этапе необходимо создать конечно-элементную модель пролетного строения для выполнения динамического расчета, определить основные допущения модели, граничные условия и действующие нагрузки. В данном исследовании в качестве пролетного строения выбрана рамная система по схеме 16 + 22 + 16 м. Выбор конструкции обусловлен тем фактом, что данное пролетное строение предлагалось в

ходе проектных работ под ВСМ и имеет обычную арматуру в качестве рабочей. В то время как многие балочные разрезные пролетные строения под ВСМ имеют предварительно напряженное армирование, вопросы его коррозионной долговечности остались за рамками данного исследования. Поперечное сечение и фасад моста представлены на рис. 2 и 3.

Пролетное строение представляет собой рамную железобетонную конструкцию, выполненную из бетона класса В50 и армированную стержнями из стали класса А400. В расчетной модели, выполненной в программном комплексе Sofistik (рис. 4), использованы стержневые конечные элементы для моделирования пролетного строения и опор, а также элемент, условно моделирующий ось, по которой движутся силы. Данный элемент связан с осью пролетного строения с помощью жестких вставок. В качестве подвижной временной нагрузки использовались поезда А1–А10

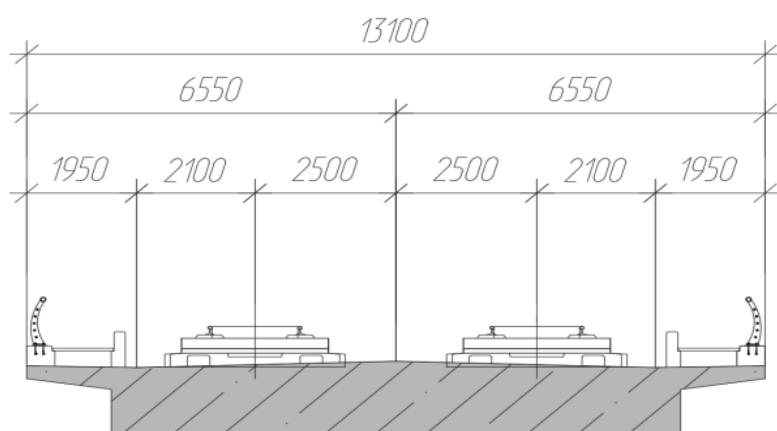


Рис. 2. Поперечное сечение моста

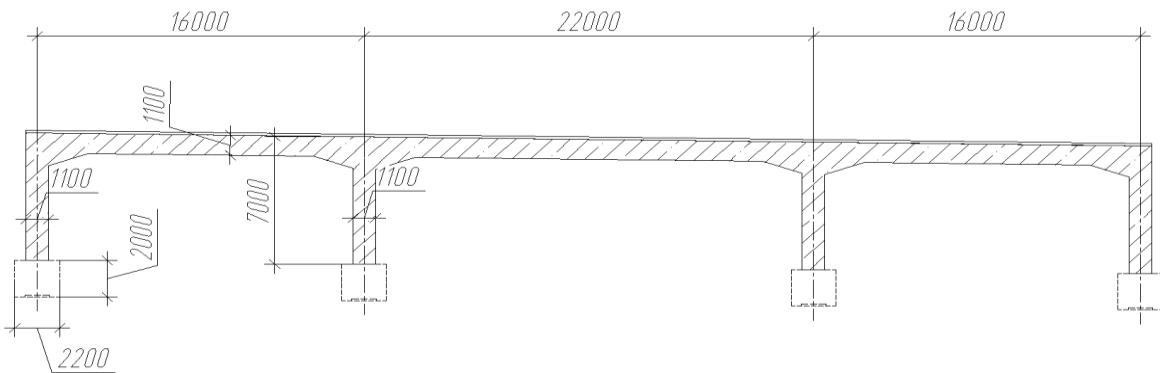


Рис. 3. Фасад моста

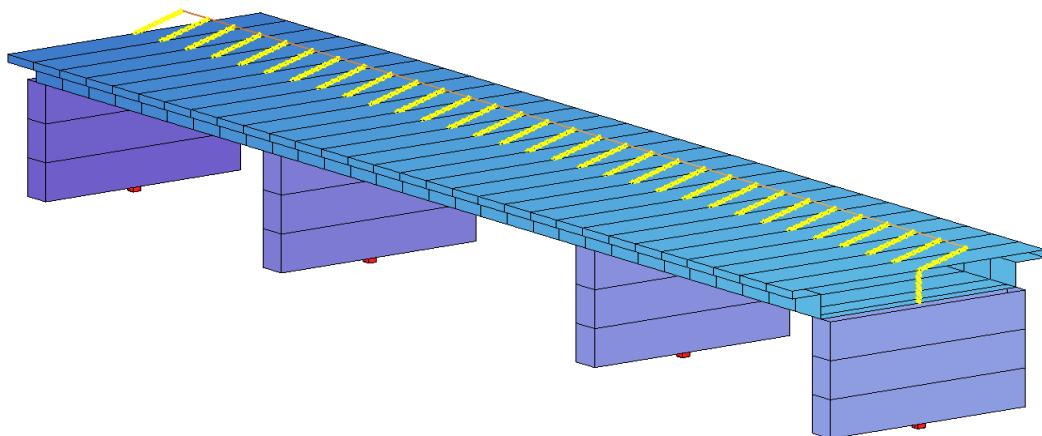


Рис. 4. Визуализация конечно-элементной модели пролетного строения

по СП 453.1325800.2019. Для решения динамической задачи применялся встроенный модуль DYNA ПО Sofistik.

Подвижная нагрузка представляет собой набор сосредоточенных масс, движущихся по пролетному строению. Диапазон расчетных скоростей движения подвижного состава составляет 120–400 км/ч, шаг изменения скорости – 5 км/ч, временной шаг интегрирования уравнений движения – 0,0015 с. Расчет производился на нормативные величины нагрузок, т. е. коэффициенты динамики и надежности были приняты равными 1,0.

В результате прогонки поездов А1–А10 в выбранном диапазоне скоростей были получены изгибающие моменты в балке от каждого поезда на каждой скорости, пересчитанные затем в напряжения в рабочей арматуре (рис. 5). По результатам анализа спектров усилий от каждого случая прогонки были отобраны поезда и скорости, при которых диапазон напряжений в рабочей арматуре достигал наибольшего значения.

Далее, на втором этапе, необходимо обработать полученный спектр напряжений. Обработка ведется с помощью встроенных функций MS Excel по следующему алгоритму:

1) нахождение пиков σ_{pi} и впадин σ_{bi} на графике, которые соответствуют всем точкам перелома функции (рис. 6);

2) нахождение разности $\Delta\sigma_i$ между каждым пиком и впадиной:

$$\Delta\sigma_i = \begin{cases} \sigma_{pi} - \sigma_{bi}, \\ \sigma_{bi} - \sigma_{pi}; \end{cases} \quad (1)$$

3) разбиение диапазона полученных значений $\Delta\sigma_i$ на участки усреднения и нахождение средних значений $\overline{\Delta\sigma}_i$ на каждом из участков;

4) нахождение количества повторений значений $\Delta\sigma_i$ в каждом из участков усреднения и запись их последовательной суммы в вектор-столбик \vec{N} .

Конечным итогом обработки спектра напряжений являются вектор-столбик $\vec{\Delta\sigma}$ средних напряжений из каждого участка усреднения и вектор-столбик \vec{N} количества

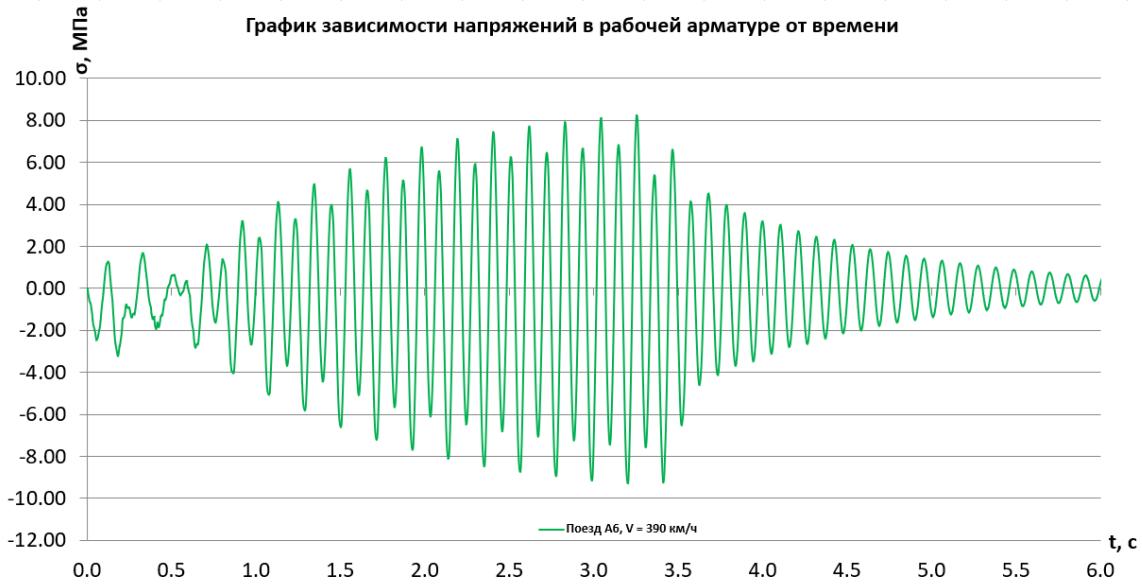


Рис. 5. Зависимость напряжений от времени в рабочей арматуре пролетного строения (поезд А6, $V = 390$ км/ч)

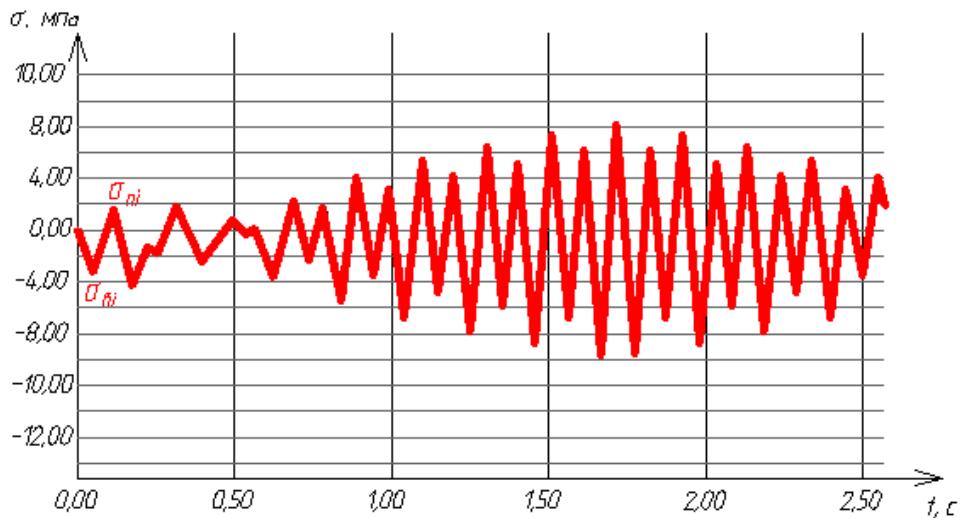


Рис. 6. Выделение пиков и впадин в спектре напряжений (поезд А6, $V = 390$ км/ч)

циклов $\Delta\sigma_i$ в каждом участке. На третьем этапе используются принципы и подходы механики разрушения для моделирования роста усталостной трещины.

Рост усталостной трещины хорошо описывается законом Пэриса [7]:

$$\frac{da}{dN} = C_p \Delta K^{m_p}, \quad (2)$$

где a – размер трещины; N – количество циклов временной нагрузки; C_p , m_p – коэффициенты, зависящие от материала и ΔK ; ΔK – диапазон коэффициента интенсивности напряжений.

Коэффициенты C_p , m_p зависят от материала и для арматурной стали в РФ пока не определены, поэтому их значение принято по источнику [8]: $C_p = 1,435 \cdot 10^{-10}$; $m_p = 2,24$.

ΔK определяется по следующей формуле:

$$\Delta K(a) = \overline{\Delta\sigma} Y(a/d_0) \sqrt{\pi a}, \quad (3)$$

где $\overline{\Delta\sigma}$ – средний диапазон напряжений в цикле; $Y(a/d_0)$ – эмпирическая функция, учитывающая геометрию образца; d_0 – первоначальный диаметр стержня.

$Y(a/d_0)$ принята по данным британского стандарта BS 7910 [9]:

$$Y(a/d_0) = \frac{1,84}{\pi} \left[\operatorname{tg} \left(\frac{\pi a}{4d_0} \right) \cdot \frac{4d_0}{\pi a} \right]^{0,5} \times \\ \times \left[\cos \left(\frac{\pi a}{4d_0} \right) \right]^{-1} \left\{ 0,752 + 2,02 \left(\frac{\pi a}{4d_0} \right) + \right. \\ \left. + 0,37 \left[1 - \sin \left(\frac{\pi a}{4d_0} \right) \right]^3 \right\}. \quad (4)$$

Процесс моделирования роста трещины можно описать алгоритмом, представленным на рис. 7.

Моделирование осуществлялось с помощью средств программирования, доступных в вычислительном пакете Mathcad. В результате выполнения программы выводится вектор-столбик значений величины трещины a_i на каждом цикле нагружения от воздействия конкретного подвижного состава на конкретной скорости.

Теперь найдем время роста трещины (в годах):

$$T = \frac{a_{cr} - a_0}{\sum_{i=1}^n f_i \cdot \Delta a_i}, \quad (5)$$

где a_{cr} – критическая величина трещины; a_0 – начальная величина трещины; f_i – частота про-

хождения i -го поезда по пролетному строению,цикл/год; $\Delta a_i = a_i - a_0$ – прирост трещины от одного цикла прохода i -го подвижного состава.

Результаты и выводы

После выполнения динамического расчета и получения экстремальных значений усилий в балке были отобраны шесть случаев прохода поездов, вызывающих наиболее широкий диапазон напряжений в рабочей арматуре.

После обработки данных динамического расчета и выполнения алгоритма моделирования роста усталостной трещины было получено приращение трещины от одного прохода каждого из поездов, их сравнение показано на графике (рис. 8).

Принимая за год в среднем 10 циклов прохода нагрузки в день, а величину критической трещины равной 0,75 от начального диаметра арматуры, получим время роста трещины от каждого поезда в годах (таблица).

По результатам проведенной работы можно сделать вывод, что наиболее высокая

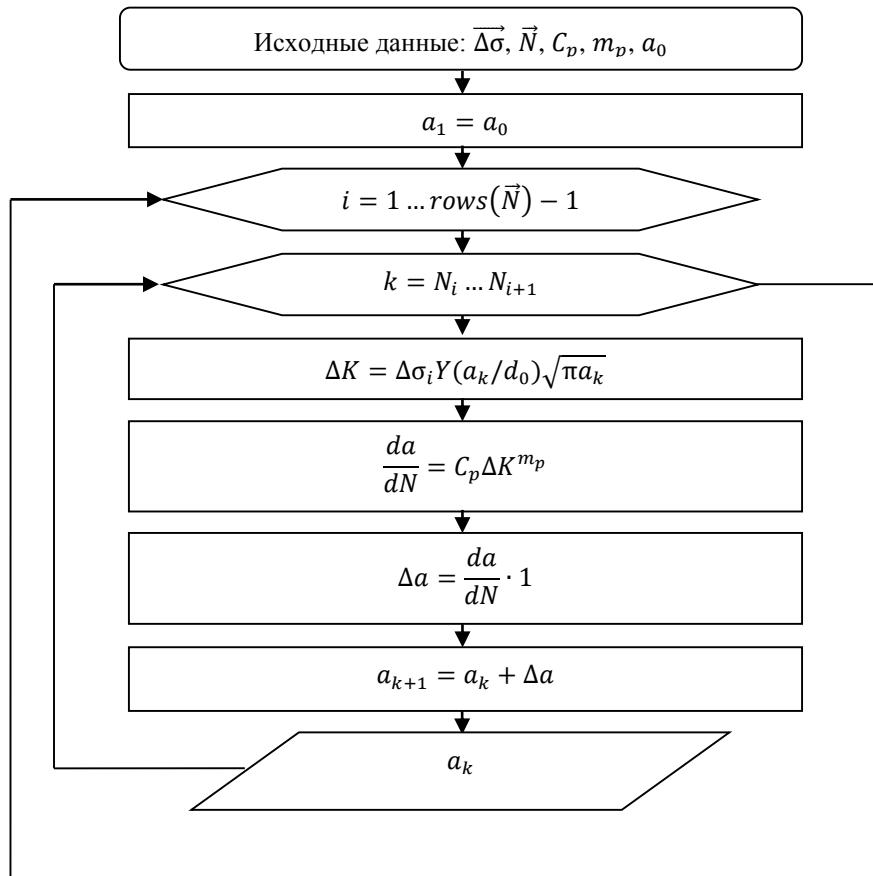


Рис. 7. Блок-схема процесса моделирования роста усталостной трещины в математическом пакете Mathcad

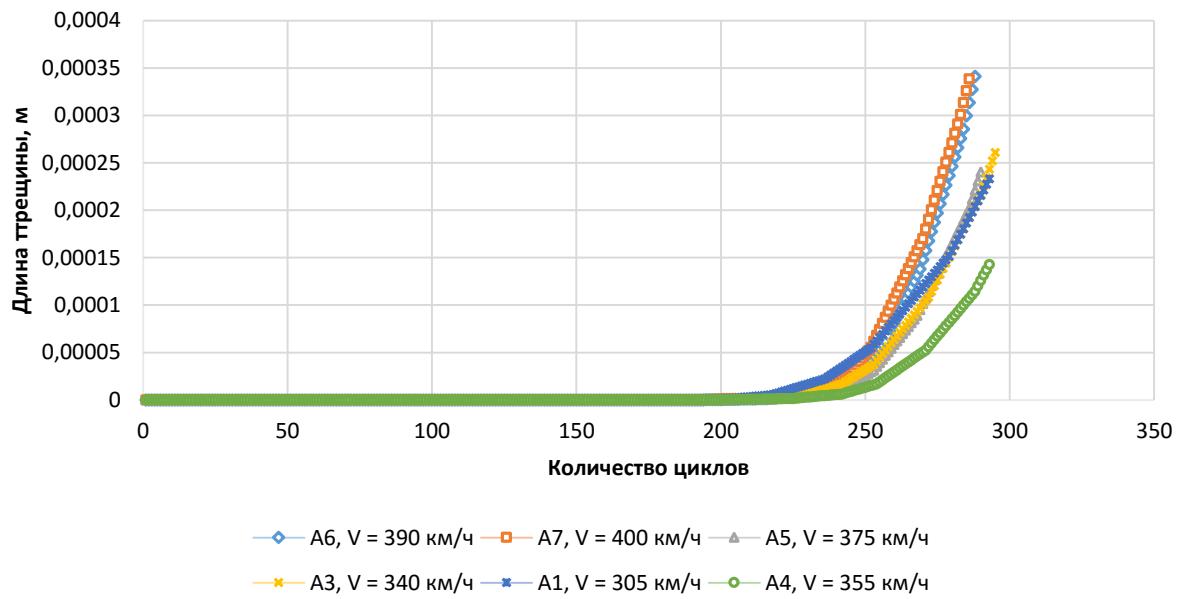


Рис. 8. Сравнение прироста трещины от различных поездов и скоростей прохождения

Результат расчета времени роста трещины

Поезд	Скорость, км/ч	Прирост трещины за один проход, мм	Частота, цикл/год	Прирост трещины за год, мм/год	Критическое значение трещины, мм	Время роста до критической величины, год
A6	390	0,000341	3 650	1,245	12	9,6
A7	400	0,000338	3 650	1,234	12	9,7
A5	375	0,000240	3 650	0,876	12	13,7
A3	340	0,000261	3 650	0,953	12	12,6
A1	305	0,000233	3 650	0,850	12	14,1
A4	355	0,000143	3 650	0,522	12	23,0

интенсивность роста усталостной трещины (1,245 мм/год) в рабочей арматуре данного пролетного строения наблюдается при прохождении поезда А6 на скорости 390 км/ч. Стоит отметить, что не всегда случай загружения, вызывающий наибольший диапазон напряжений в рабочей арматуре, вызывает также наиболее интенсивный рост трещины. Это видно из сравнения поездов А3 и А5 (скорость роста трещины выше у поезда А5).

В целом данная методика позволяет учесть при расчете любой подвижной состав, проходящий по мостовому сооружению с установленной скоростью, так же как и комбинации различных подвижных составов.

Временной отрезок роста трещины для разных поездов составил от 10 до 23 лет. С учетом того что данный расчет входит в состав комплексной оценки срока службы сооружения, в котором время роста трещины составляет от 5 до 15 % всего срока службы [10], полученные результаты можно считать адекватными.

Недостатком данной методики является ее детерминированность, т. е. неучет вероятностной природы параметров, входящих в расчет, а также существующая неопределенность в области коэффициентов уравнения Пэриса, которые можно установить только экспериментальным путем.

Список источников

1. СП 453.1325800.2019. Сооружения искусственные высокоскоростных железнодорожных линий. Правила проектирования и строительства : свод правил : утвержден приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 16 декабря 2019 г. № 809/пр : введен в действие с 17 июня 2020 г. Москва : Стандартинформ, 2020. 161 с.
2. Бокарев С. А., Прибыtkov С. С., Ефимов С. В. Остаточный ресурс железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2018. Т. 20, № 3. С. 169–183.
3. Федулов И. В. Методика вероятностной оценки ресурса железобетонных пролетных строений мостов : специальность 05.23.15 «Мосты и транспортные тоннели» : автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук / Федулов Илья Викторович. Москва : 1998. 20 с.
4. Мамажанов Р. К. Основы теории прогнозирования ресурса железобетонных мостов для Средней Азии : специальности 05.23.15 «Мосты и транспортные тоннели» и 05.23.05 «Строительные материалы и изделия» : автореферат диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук / Мамажанов Р. К. Москва, 1989. 41 с.
5. Шестовицкий Д. А. Прогнозирование срока службы железобетонных пролетных строений автодорожных мостов : специальность 05.23.11 «Проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей» : автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук / Шестовицкий Дмитрий Александрович. Санкт-Петербург, 2017. 28 с.
6. Probabilistic lifetime assessment of RC structures under coupled corrosion-fatigue deterioration / E. Bastidas-Arteaga, P. Bressolette, A. Chateauneuf, M. Sanchez-Silva // Structural Safety. 2009. Vol. 31. P. 84–96.
7. Paris P. C., Erdogan F. A Critical Analysis of Crack Propagation Laws // Journal of Basic Engineering. 1963. Vol. 85. P. 528–533.
8. Sobieck Tyler, Atadero Rebecca A., Mahmoud Hussam N. Fatigue Crack Propagation of Notched Steel Rebar in RC Beams Repaired with Externally Bonded CFRP // Journal of Composites for Construction. 2014. Vol. 19, No. 5. P. 04014076.
9. BS 7910. Guide to methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures / British Standards Institution (BSI). London, 2013. 306 p.
10. Bastidas-Arteaga E. Probabilistic service life model of RC structures subjected to the combined effect of chloride-induced corrosion and cyclic loading : [PhD Dissertation] / Bastidas-Arteaga E. Bogota, 2009. 141 p.

References

1. SP 453.1325800.2019 Artificial high-speed railway lines. Design and construction rules. Official publication. Approved by order of the Ministry of Construction and Housing and Communal Services of the Russian Federation dated 16.12.2019 809/or; put into effect from 17.06.2020. Moscow: Standartinform; 2020. 161 p. (In Russ.).
2. Bokarev S. A., Pribytkov S. S., Efimov S. V. Residual life of reinforced concrete superstructures of railway bridges. *Bulletin of the Tomsk State University of Architecture and Civil Engineering*. 2018;20(3):169–183. (In Russ.).
3. Fedulov I. V. Methodology for probabilistic assessment of the resource of reinforced concrete superstructures of bridges. Speciality 05.23.15 Bridges and Transport Tunnels. Abstract of the dissertation for the degree of Candidate of Engineering. Fedulov Ilya Viktorovich. Moscow; 1998. 20 p. (In Russ.).
4. Mamazhanov R. K. Fundamentals of the theory of forecasting the resource of reinforced concrete bridges for Central Asia. Speciality 05.23.15 Bridges and Transport Tunnels and 05.23.05 Building Materials and Products. Abstract of the dissertation for the degree of Doctor of Engineering. Mamazhanov R. K. Moscow; 1989. 41 p. (In Russ.)
5. Shestovitskiy D. A. Forecasting the service life of reinforced concrete superstructures of road. Abstract of the dissertation for the degree of Candidate of Engineering. Shestovitskiy Dmitriy Aleksandrovich. Saint-Petersburg; 2017. 28 p. (In Russ.)
6. Bastidas-Arteaga P., Bressolette P., Chateauneuf A., Sanchez-Silva M. Probabilistic lifetime assessment of RC structures under coupled corrosion-fatigue deterioration. *Structural Safety*. 2009;31:84–96.
7. Paris P. C., Erdogan F. A Critical Analysis of Crack Propagation Laws. *Journal of Basic Engineering*. 1963;85:528–533.
8. Tyler Sobieck, Rebecca A. Atadero, Hussam N. Mahmoud. Fatigue Crack Propagation of Notched Steel Rebar in RC Beams Repaired with Externally Bonded CFRP. *Journal of Composites for Construction*. 2014;19(5):04014076.
9. BS 7910. Guide to methods for assessing the acceptability of flaws in metallic structures. British Standards Institution (BSI). London; 2013. 306 p.
10. Bastidas-Arteaga E. Probabilistic model of lifetime assessment of RC structures subjected to the coupled effect of corrosion and fatigue. The dissertation for the degree of Doctor of Engineering. Bogota; 2009. 141 p.

Информация об авторах

Г. А. Ефремов – ведущий специалист Научно-исследовательского и проектного института «Транспортной и строительной безопасности», аспирант кафедры «Мосты» Петербургского государственного университета путей сообщения Императора Александра I.

В. Н. Мячин – генеральный директор Научно-исследовательского и проектного института территориального развития и транспортной инфраструктуры, доктор технических наук, профессор.

Д. А. Шестовицкий – доцент кафедры «Мосты» Петербургского государственного университета путей сообщения Императора Александра I, кандидат технических наук.

Information about the authors

G. A. Efremov – Leading Specialist of the Research and Design Institute of Transport and Construction Safety, Postgraduate of the Bridges Department, Emperor Alexander I Saint Petersburg State Transport University.

V. N. Myachin – General Director of the Research and Design Institute of Territorial Development and Transport Infrastructure, Doctor of Engineering, Professor.

D. A. Shestovitskiy – Associate Professor of the Bridges Department, Emperor Alexander I Saint Petersburg State Transport University, Candidate of Engineering.

Статья поступила в редакцию 14.04.2023; одобрена после рецензирования 08.06.2023; принята к публикации 07.07.2023.

The article was submitted 14.04.2023; approved after reviewing 08.06.2023; accepted for publication 07.07.2023.

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья

УДК 624.21.04

doi 10.52170/1815-9265_2023_66_60

Методология оценки технического состояния сварных элементов конструкций стальных мостов на основе принципов термодинамики

Леонид Юрьевич Соловьев

Сибирский государственный университет путей сообщений, Новосибирск, Россия, lys111@yandex.ru

Аннотация. В статье представлена методология неразрушающего контроля появления и развития усталостных трещин в элементах стальных мостов на всех этапах их развития с использованием инфракрасной термографии. Описаны методы термического неразрушающего контроля, основанные на балансе энергии (диссипативного разогрева и анализа термоупругих напряжений), и введен метод температурного скачка. Показано место каждого метода на каждом этапе развития усталостных трещин. Метод диссипативного разогрева применим на этапе зарождения трещины и позволяет установить циклическую долговечность по критерию возникновения макротрещины на основе анализа рассеивания энергии при неупругом деформировании. Метод анализа термоупругих напряжений позволяет выявить области, в которых имеются концентрации напряжений, вызванные внутренними несовершенствами и усталостными микротрещинами, оценить коэффициент интенсивности напряжений, изменение напряженного состояния после проведения ремонтных работ на конструкции, установить точное положение вершины трещины. Метод температурного скачка основан на теплоизоляционном эффекте трещины. Несмотря на то что этот метод в целом носит вспомогательный и приближенный характер, он имеет преимущество: в отличие от методов, основанных на балансе энергии, не требует механического воздействия, что открывает путь к его практическому применению. Для этого, как правило, достаточно естественного нагрева конструкции, однако можно использовать дополнительное стимулирование внешним тепловым источником. Приведены результаты применения представленных методов теплового неразрушающего контроля для обнаружения трещин и оценки структурной целостности как в лабораторных условиях, так и на эксплуатируемых мостах.

Ключевые слова: неразрушающий контроль, метод инфракрасной термографии, металлические пролетные строения мостов, усталостные трещины

Для цитирования: Соловьев Л. Ю. Методология оценки технического состояния сварных элементов конструкций стальных мостов на основе принципов термодинамики // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2023. № 3 (66). С. 60–70. DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_60.

BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

Methodology for evaluation the technical condition of welded elements of steel bridge structures based on the principles of thermodynamics

Leonid Yu. Solovyev

Siberian Transport University, Novosibirsk, Russia, lys111@yandex.ru

Abstract. The article presents a methodology for non-destructive testing of the appearance and development of fatigue cracks in the elements of steel bridges at all stages of their development using infrared thermography. Methods of thermal non-destructive testing based on energy balance (dissipative heating method and thermo elastic stress analysis method) are described, and the temperature gap method is introduced. The place of each method at each stage of the development of fatigue cracks is shown. The dissipative heating method is applicable at the stage of crack initiation and makes it possible to establish the cyclic durability according to the criterion of macro crack initiation based on the analysis of energy dissipation during inelastic deformation. The method of analysis of thermo elastic stresses makes it possible to identify areas in which there are stress concentrations caused by internal imperfections and fatigue micro cracks, to evaluate the stress intensity factor, to evaluate the change in the stress state after repair work on the structure, and to establish the exact position of the crack tip. The temperature gap method is based on the thermal insulation effect of the crack. Despite the fact that this method as a whole is of an auxiliary and approximate nature, however, it has the advantage that, unlike methods based on energy balance, it does not require mechanical action, which opens the way to its practical application. For this, as a rule, natural

heating of the structure is sufficient, however, additional stimulation by an external heat source can be used. The results of applying the presented methods of thermal non-destructive testing for crack detection and structural integrity assessment both in laboratory conditions and on bridges in operation are presented.

Keywords: non-destructive testing, infrared thermography method, steel bridge superstructures, fatigue cracks

For citation: Solov'yev L. Yu. Methodology for evaluation the technical condition of welded elements of steel bridge structures based on the principles of thermodynamics. *The Siberian Transport University Bulletin.* 2023;(66):60–70. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_60.

Введение

Мосты играют незаменимую роль в дорожной сети общего пользования, от их состояния зависит пропускная способность всей сети дорог.

Проблема распространения усталостных трещин в сварных соединениях стальных мостов является одной из наиболее серьезных проблем, связанных с износом и старением мостовой инфраструктуры.

Точность прогнозирования изменения (как правило, ухудшения) характеристик элементов моста имеет большое значение. Для этого в составе систем управления ИССО разрабатываются *модели снижения эксплуатационных качеств сооружения*. Очевидно, только при точной оценке и прогнозировании работоспособности (остаточного ресурса) ИССО можно успешно разрабатывать эффективные стратегии технического обслуживания и оценивать требования к затратам их реализацию.

Также очевидно, что эффективность любой модели прогнозирования технического состояния и остаточного ресурса сильно зависит от точности и объективности исходных данных, которые собираются и сохраняются в базах данных систем управления ИССО по результатам регулярных осмотров, обследований и испытаний сооружений, а также по итогам их ремонтов и реконструкций.

Общий износ сооружения определяется как средневзвешенное значение износа отдельных элементов (что отражается в балльной оценке технического состояния), тогда как техническое обслуживание мостов обычно зависит от состояния конкретных элементов. Поэтому представляется, что определение износа и прогнозирование технического состояния моста на уровне элементов является более полезным для разработки целевых мер по техническому обслуживанию сооружения и оптимизации капиталовложений в такое обслуживание. Особенно это верно для важных элементов моста с большим

расчетным весом (железобетонные конструкции) или элементов, которые относительно уязвимы к повреждениям (например, ортотропные плиты и другие элементы сварных конструкций). Это опять приводит нас к необходимости давать точную и объективную оценку техническому состоянию элементов сооружений.

Стандартным методом контроля стальных конструкций является визуальный контроль. Это положение закреплено в руководящих документах по осмотру мостов как в России [1, 2], так и за рубежом (например, [3]). Однако такой способ имеет существенную долю субъективизма, не позволяет контролировать скрытые дефекты и тем более не позволяет перейти к оценке остаточного ресурса. Существующие методы неразрушающего контроля (НК) – вихревоковый, капиллярный, магнитопорошковый и ультразвуковой – весьма трудоемки и затратны по времени. Учитывая необходимость выполнения контроля большого количества сооружений (при весеннем и осеннем осмотрах, например) и еще большего количества узлов, подлежащих контролю в сжатые сроки, указанные методы НК применяются в обычной практике содержания сооружений довольно редко, зачастую только при специальных обследованиях.

Что касается усталостных трещин, то традиционные методы НК применимы только для обнаружения таких трещин и, так же как и визуальный осмотр, не могут быть использованы для прямой оценки остаточной прочности конструкций.

Таким образом, для эффективного обслуживания стареющих инфраструктур необходима разработка высокоэффективных методов неразрушающего контроля.

Для оценки остаточной прочности стальных конструкций разработано большое количество теорий, как детерминированных, так и на вероятностной основе. Практически все из них для составления оценок остаточной прочности опе-

рируют расчетными номинальными напряжениями и экспериментальными данными, полученными на опытных образцах, т. е. некоторыми обобщенными параметрами, не имеющими связи с реальным напряженным состоянием в конкретном узле конструкции.

Одним из эффективных подходов к оценке структурной целостности стареющих стальных конструкций является подход, основанный на положениях механики разрушения. Однако для оценки структурной целостности конструкций *на базе механики разрушения* необходимо знать *фактическое* распределение напряжений вокруг вершины трещины, включая влияние условий нагружения, остаточных напряжений и историю нагружения. Методы определения напряжений, основанные на тензометрических измерениях, не могут удовлетворить этим требованиям из-за отсутствия возможности измерений распределения деформаций по некоторой малой области, прилегающей к вершине трещины. Поэтому для оценки структурной целостности элементов стальных сварных конструкций необходим метод определения напряжений, который

позволяет проводить измерения распределения напряжений по площади вокруг вершин усталостных трещин.

Методы исследования

Методология неразрушающего контроля на всех этапах развития усталостных трещин с использованием инфракрасной термографии

В статье представлена методология неразрушающего контроля появления и развития усталостных трещин в элементах стальных мостов в течение всего срока службы конструкций с использованием инфракрасной термографии (рис. 1).

Первым признаком ухудшения состояния стареющих элементов стальных пролетных строений мостов является появление усталостных трещин. Следовательно, было бы полезно предвосхитить эту фазу, предсказав конкретное место зарождения усталостной трещины на микроуровне (а в идеале – и остаточный срок службы до образования макротрещин). На практике выявление таких мест может послужить поводом для проведения профилактических работ по предупреждению появления макротрещин. В соответствии



Рис. 1. Система неразрушающего контроля усталостных трещин и оценки технического состояния с использованием методов термодинамики и инфракрасной термографии на стадиях жизненного цикла металлических пролетных строений мостов

с принятой системой балльной оценки технического состояния (ТС) сооружения [1, 2] такая профилактика позволит избежать снижения оценки ТС и перевода сооружения в разряд дефектных по этому параметру.

Процесс разрушения материала на микроровнене (накопление повреждений) сопровождается диссилиацией (рассеиванием) энергии. Энергия рассеивается как за счет диффузии (распространения) тепла внутри материала, так и в виде теплового излучения с поверхности. Последнее проявляется в изменении температуры поверхности элемента при его динамическом (переменном) нагружении. Чем интенсивней идет процесс разрушения, тем больше энергии рассеивается в виде теплового излучения (от 20 % в начале разрушения и до 90 % в стадии образования макротрешины или ее страгивания [4]). Рассеивание энергии в инфракрасном диапазоне электромагнитного спектра может быть зарегистрировано с помощью тепловизоров и в дальнейшем использовано для оценки накопленных повреждений, а значит, и для оценки остаточного срока службы до появления макротрешины.

Если трещины уже возникли, при плановых и внеплановых осмотрах контролируют их развитие: длину трещины в каждый момент наблюдения и скорость ее распространения за некоторый период наблюдений. Эти параметры требуются для оценки остаточного срока службы и оставшейся прочности элемента конструкции для планирования работ по ремонту или усилению. И длина трещины (точнее, положение вершины трещины), и прогнозирование достижения трещиной критической длины (остаточный срок службы) также поддаются контролю с помощью термодинамических подходов. Здесь, совместно с методом диссилиативного разогрева, может эффективно использоваться метод термоупругих напряжений. Последний основан на том, что в зоне концентрации напряжений (вершине трещины) амплитуда температур при периодическом нагружении будет значительно больше амплитуды температур на не поврежденных участках. Поскольку тепловидение – это метод обработки данных по некоторой площади, то имеется возможность на основе сравнения распределения амплитуд температур по исследуемой области поверх-

ности (метод сравнительной термографии [5]) выделять аномальные зоны, а по разности амплитуд температур в поврежденной и неповрежденной частях – оценивать интенсивность развития повреждений.

В некоторых случаях для выявления и контроля длины трещины может быть использован метод температурного разрыва. Любая открытая трещина создает барьер на пути распространения тепловой волны (диффузии) в материале. Этот метод является приближенным, однако с достаточной для инженерных целей точностью его можно использовать для оценки трещин, не прибегая к механическому нагружению элемента.

И наконец, после проведения ремонта или усиления элементов моста требуется выполнить контроль качества выполненных работ. Здесь в первую очередь представляется эффективным использование метода термоупругих напряжений, но и методы температурного разрыва и диссилиативного разогрева также могут найти свое место.

Таким образом, рассмотренная методология неразрушающего контроля с использованием инфракрасной термографии может быть применена в качестве комплексного подхода к диагностике элементов сварных мостов на протяжении жизненного цикла конструкций. Результаты такого применения представлены далее.

Методы, основанные на балансе энергии

Методы диссилиативного разогрева и термоупругих напряжений основаны на балансе энергии. Рассматривая выражения для баланса энергии на основе первого и второго законов термодинамики, можем записать следующее определяющее уравнение:

$$\rho C_p \frac{\partial T(x, y, z)}{\partial \tau} = P_{diff}(x, y, z, \tau) - P_{conv}(T, x, y, z, \tau, T_c) + P_q, \quad (1)$$

где ρ – плотность материала; C_p – коэффициент удельной теплоемкости при постоянном давлении; $\partial T(x, y, z)/\partial \tau$ – изменение температуры в точке (x, y, z) за время τ ; $P_{diff}(x, y, z, \tau)$ – изменение температуры за счет диффузии энергии (тепло передачи); $P_{conv}(T, x, y, z, \tau, T_c)$ – изменение температуры за счет конвекции; P_q – интенсивность внешних и внутренних источников тепла.

Изменение температуры составит

$$P_{diff}(x, y, z, \tau) = \lambda \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right), \quad (2)$$

$$P_{conv}(T, x, y, z, \tau, T_c) = \frac{\beta}{h} (T(x, y, z, \tau) - T_c), \quad (3)$$

где λ – коэффициент теплопроводности; β – коэффициент теплоотдачи с поверхности; h – параметр открытой поверхности – отношение периметра открытой поверхности к ее площади; T_c – температура окружающей среды.

Интенсивность внешних и внутренних источников тепла P_q может быть представлена суммой составляющих:

$$P_q = q_e + q_d + q, \quad (4)$$

где q_e – источники тепла, вызванного обратимыми (упругими) деформациями (напряжениями); q_d – рассеиваемая (диссилируемая) энергия, вызванная микроструктурными дефектами при развитии повреждений; q – внешние источники тепла (внешний нагрев).

Для адиабатических условий (при высоких скоростях нагружения) можно принять $P_{conv}(T, x, y, z, t, T_c) = 0$; $P_{diff}(x, y, z, \tau) = 0$; $q = 0$.

Тогда изменение температуры, вызванное обратимым (упругим) деформированием, может быть выражено уравнением Кельвина:

$$\Delta T/T = -\alpha / \rho C_p \Delta \sigma, \quad (5)$$

где α – коэффициент теплового расширения; $\Delta \sigma = \Delta(\sigma_1 + \sigma_2)$ – изменение первого инварианта тензора напряжений.

Адиабатические условия соблюдаются при нагружении конструкций с частотами не менее 1–3 Гц, что соответствует обычным частотам приложения нагрузок в мостах.

В соответствии с правилом Кельвина (5) амплитуды температур вблизи вершин макротрецин (или других концентраторов напряжений, например в области микротрецин или не растворившихся в металле включений) будут выше, чем в заведомо благополучных областях. Разница амплитуд относительно легко выявляется тепловизорами при их значительной величине. Существуют также алгоритмы (в том числе и разработанные автором), позволяющие различать малые амплитуды температур в сильно зашумленном инфракрасном сигнале. Соответственно, по разнице амплитуд между эталонным сигналом и сигналами от прочих точек исследуемой области методом

термоупругих напряжений можно выявлять проблемные зоны.

Рассеиваемая (диссилируемая) энергия выражается через изменение энтропии за некоторое количество циклов [6]:

$$dS/dt = 1/T (dq/dt + \sigma_{ij}^{(D)} d\varepsilon_p/dt), \quad (6)$$

где dS/dt и dq/dt – скорости изменения удельной энтропии и количества тепла соответственно; T – абсолютная температура в рассматриваемый момент времени; $\sigma_{ij}^{(D)}$ – тензор диссилиативных напряжений; $d\varepsilon_p/dt$ – скорость изменения тензора деформаций; ε_p – пластическая деформация.

Для адиабатических процессов $dq_e = 0$, тогда скорость производства энтропии полностью определяется диссилиативной функцией

$$dS = 1/T \sigma d\varepsilon_p. \quad (7)$$

Согласно второму закону термодинамики при развитии повреждений энтропия системы S может только возрастать. На практике это выглядит как разогрев в проблемной зоне, т. е. средняя температура в конце нагружения $T_{cp,k}$ оказывается больше средней температуры в начале нагружения $T_{cp,n}$ ($T_{cp,k} > T_{cp,n}$). При упругой работе материала средние температуры в начале и конце нагружения равны $T_{cp,k} = T_{cp,n}$ (рис. 2).

На практике (не в лабораторных условиях) разделить источники q_e и q_d достаточно сложно. В частности, для установления величины диссилиации энергии (7) необходимо иметь информацию о величинах напряжений и пластических деформаций. Это возможно, если синхронизировать данные тепловизионной системы и тензометрии.

Менее точный результат может быть получен и без использования тензометрии через выражение для энтропии [7]

$$\Delta S = C_v \frac{T_2 - T_1}{T_1}, \quad (8)$$

где C_v – плотность при постоянном давлении.

Однако на практике для уверенного определения разности температур в начале и конце нагружения такой прием также сложно реализовать из-за кратковременности воздействия переменной нагрузки. Кроме того, нагрузка должна быть достаточной величины, чтобы вызвать необратимый разогрев.

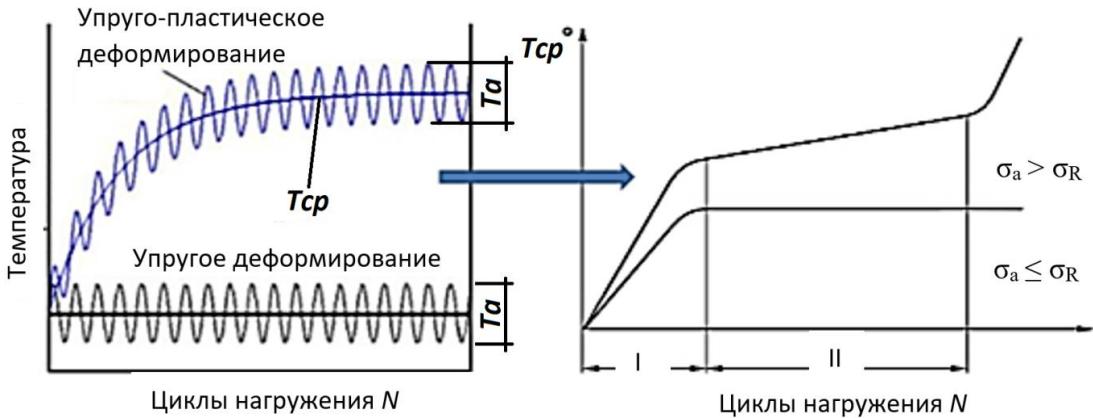


Рис. 2. Изменение температур при упругом и упругопластическом деформировании (а) и средних температур при нагружениях ниже ($\sigma_a \leq \sigma_R$) и выше ($\sigma_a > \sigma_R$) предела усталости (б):
 σ_a – амплитуда напряжений; σ_R – предел усталости; I – стадия начального нагружения;
II – стадия стабилизации при многоцикловом нагружении

Поэтому автором предлагается метод накопления амплитуд температур за время наблюдения в течение нескольких циклов [8]:

$$I = \int f^2(x, y, t) dt = \\ = \sum_{k=0}^{N-1} (f(x, y, t_{k+1}) - f(x, y, t_k))^2, \quad (9)$$

где N – количество кадров в последовательности термограмм; $f(x, y, t_{k+1})$ – значения температуры в точке термограммы с координатами (x, y) в момент времени t_{k+1} ; $f(x, y, t_k)$ – то же в момент времени t_k .

Метод суммирования амплитуд позволяет выявлять незначительные температурные аномалии, связанные с дефектностью конструкции (рис. 3).

В отличие от других методов НК метод термоупругих напряжений дает информацию о распределении температур по некоторой области (полю) в окрестностях интересующей точки. Тогда, используя прием сравнительной термографии, путем сопоставления данных из разных точек поля измерений можно достаточно точно предсказать место зарождения усталостной трещины.

Здесь эффективным приемом оказалась подгонка сигналов из разных точек поля к некоторому эталонному сигналу методом наименьших квадратов [9–11].

$$Y_{ni} = a_i + b_i f_n(t), \quad (10)$$

где Y_{ni} – подогнанный сигнал n -го кадра; a_i, b_i – коэффициенты подгонки метода наименьших квадратов для i -й точки термограммы; $f_n(t)$ – эталонный сигнал n -го кадра термограммы.

Интерпретация проблемных точек происходит на основе анализа коэффициентов a_i и b_i . Некоторые исследователи предлагали рассматривать в качестве индикатора наибольшего отклонения рассматриваемого сигнала от эталонного максимальное значение b_i . Однако автором установлено, что лучшие результаты получаются при анализе коэффициента a_i . На рис. 4 [12] показано распределение коэффициента a_i . Там, где значения коэффициента максимальны, зафиксирована вершина трещины.

На рис. 5 показано изменение значений коэффициента a_i по сечению вершины трещины. Максимальное значение на графике находится над вершиной трещины.

В целом методы, основанные на балансе энергии, могут быть использованы для калориметрического анализа, т. е. для получения не только качественных картин распределения напряжений, но количественных значений этих напряжений. Это открывает путь к прогнозированию остаточного срока службы элемента как по условию образования макротрещины, так и по условию неограниченного ее развития.

Метод температурного разрыва

Несмотря на свои несомненные достоинства, оба метода (и диссипативного разогрева, и анализа термоупругих напряжений) требуют для своего применения внешнего механического воздействия, например проходящей по мосту нагрузки. Это накладывает ограничение на применимость методов, увеличивает время диагностики. Кроме того, не все трещины вызваны

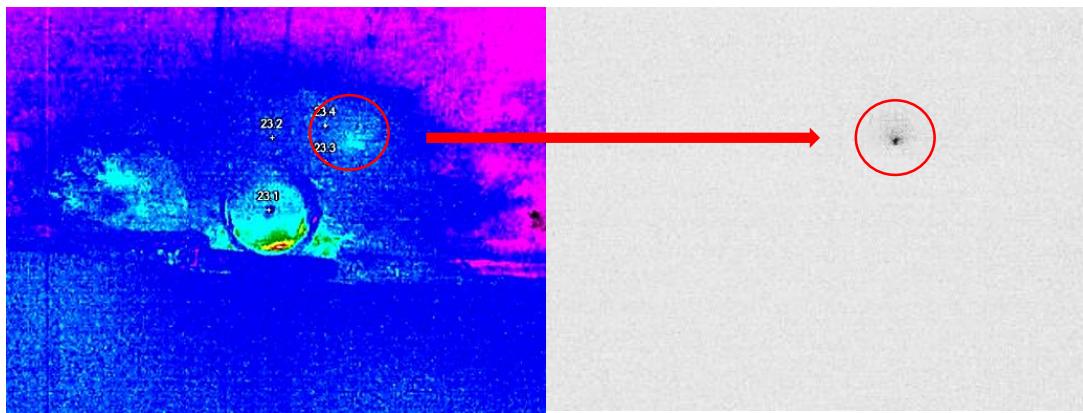


Рис. 3. Результат суммирования амплитуд температур – выявление вершины трещины при циклическом нагружении экспериментального образца:
а – исходная термограмма образца; б – обработанный сигнал по формуле (9)
(ложные температурные флуктуации исключены)

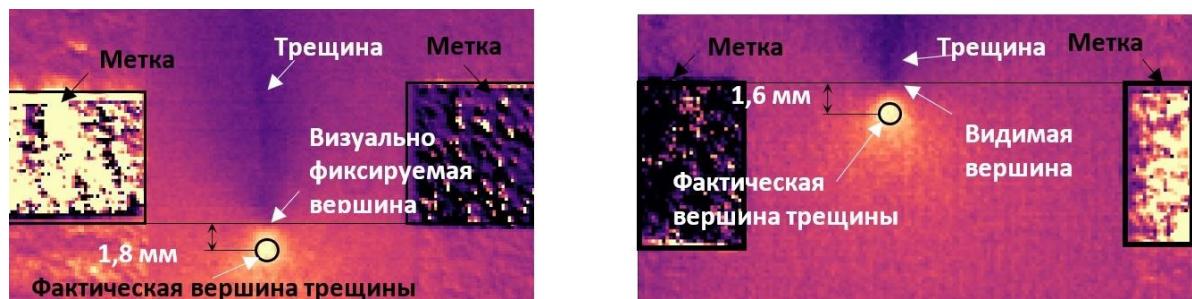


Рис. 4. Определение положения вершины трещины по распределению коэффициентов a :

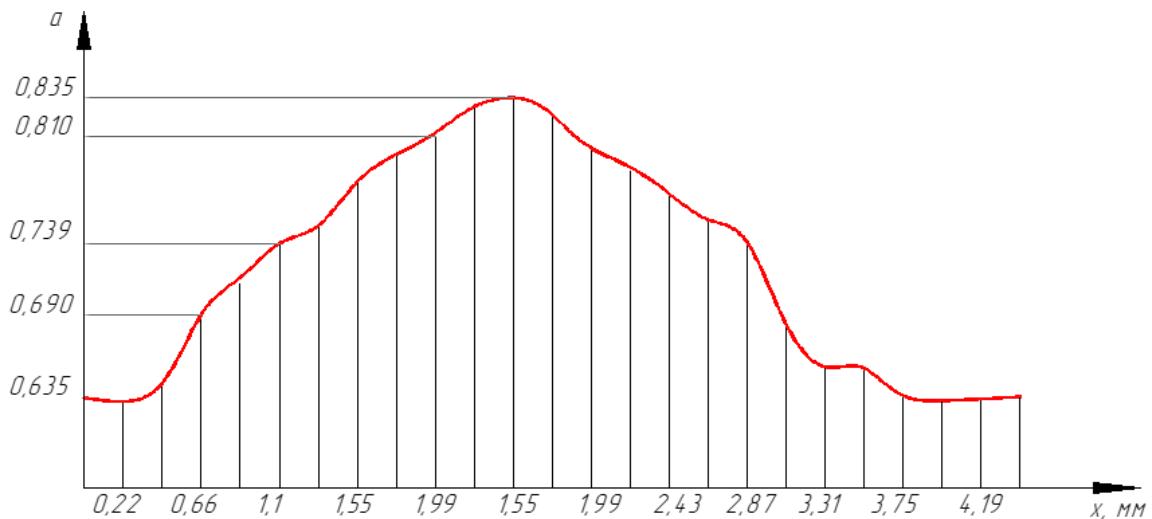


Рис. 5. Изменение значений коэффициента a по сечению вершины трещины

усталостным воздействием, например технологические трещины по сварному шву прикрепления ребер жесткости к стенкам балок (трещины типов a – e [2]). Для такого рода дефектов ни метод термоупругих напряжений, ни метод диссипации энергии не применим.

С другой стороны, любая образовавшаяся трещина создает своего рода препятствие для

распространения тепла. Поэтому для анализа трещин, не поддающихся контролю методами, основанными на балансе энергии, предлагается использовать метод температурного скачка, который заключается в выявлении резкого перепада температур на ограниченном участке, расположенном под углом около 90° к направлению трещины (рис. 6).

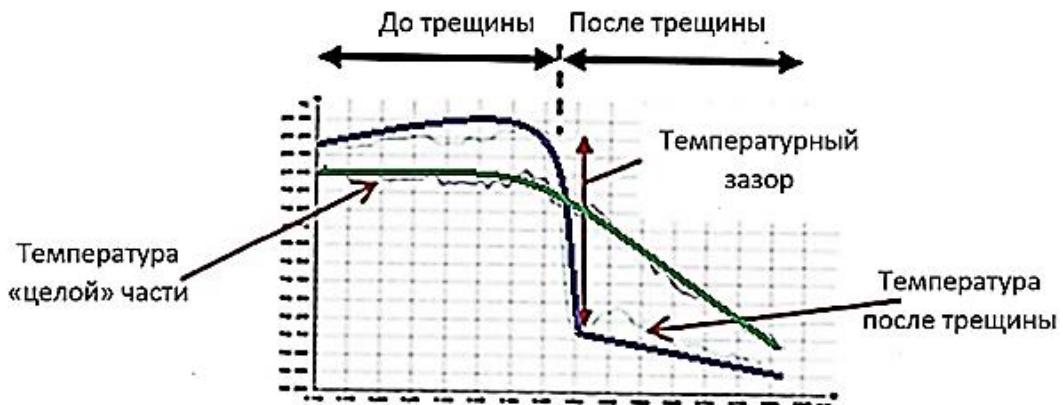


Рис. 6. Принцип метода неразрушающего контроля, основанного на обнаружении температурного зазора, для обнаружения сквозных усталостных трещин в стальных элементах мостов

Таким способом можно приблизенно определить длину трещины, а также выявить трещину на недоступных для обзора участках конструкции (например, на внутренних поверхностях коробчатых сечений или U-образных продольных ребрах жесткости ортотропных плит [13]). Также этот способ удобен для использования в автоматизированных (роботизированных) системах обследования мостов. Однако обязательным требованием здесь является наличие температурного градиента, создаваемого естественным или искусственным нагревом.

Результаты исследования. Обсуждение Применение метода анализа термоупругих напряжений с использованием автокоррелированной синхронной термографии

Лабораторные исследования многоциклической долговечности сварных консольных образцов [14] предсказали появление трещины до ее обнаружения визуально-инструментальным способом (рис. 7).

Аналогичные измерения на эксплуатируемых сооружениях также показали места, в которых ожидаются трещины [15] (рис. 8), и за-

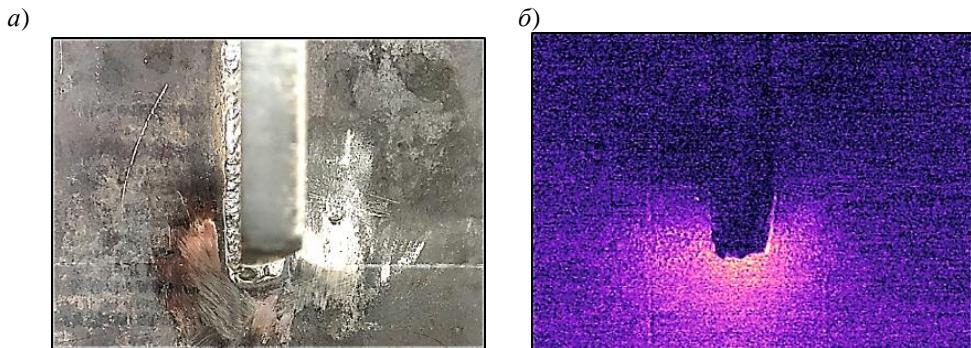


Рис. 7. Выявление усталостной трещины на этапе зарождения в лабораторных условиях:
а – фотография исследуемого узла; б – распределение значений коэффициента a_i

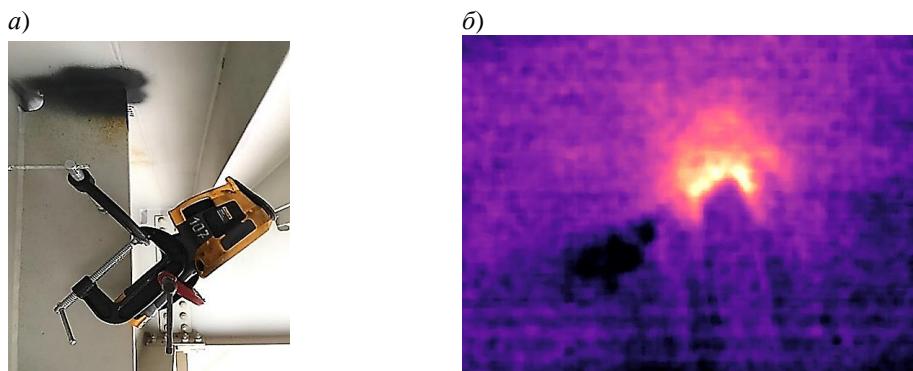


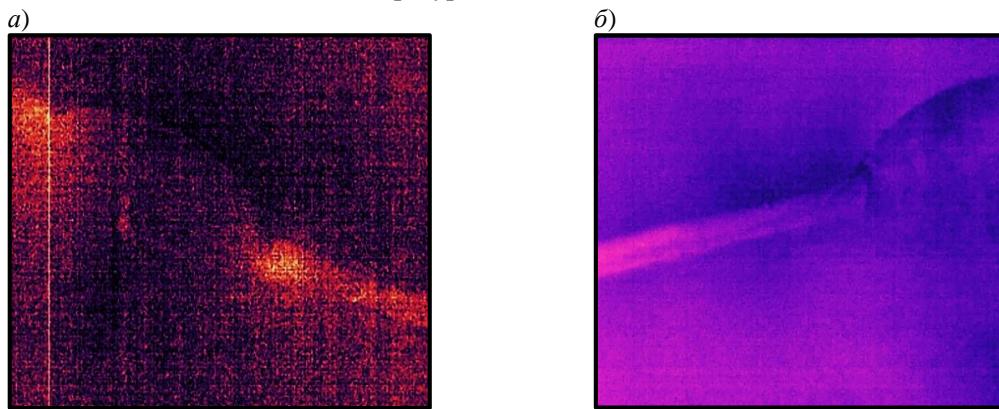
Рис. 8. Выявление усталостной трещины на этапе зарождения на эксплуатируемом сооружении:
а – фотография исследуемого узла; б – распределение значений коэффициента a_i

фиксирували развивающиеся трещины и трещины, прекратившие свое развитие (рис. 9).

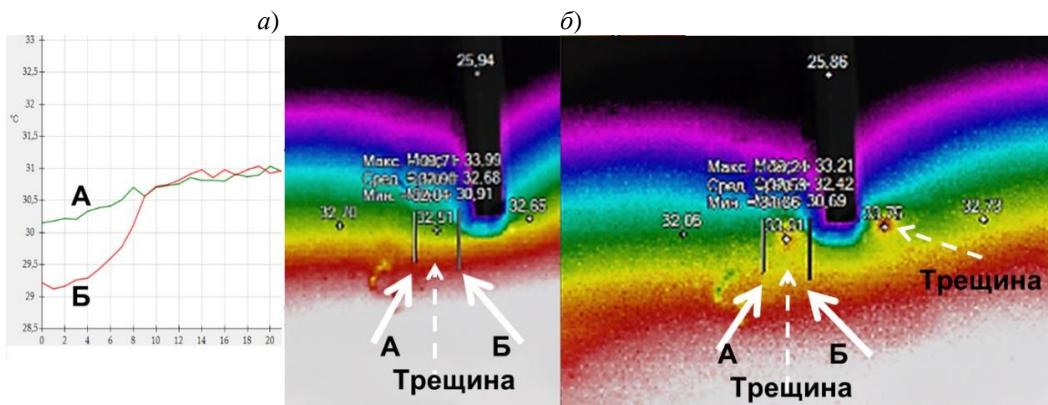
Применение метода температурного скачка

Когда в сварном шве нет трещин, изменение температуры происходит непрерывно. Однако при их наличии наблюдается температурный

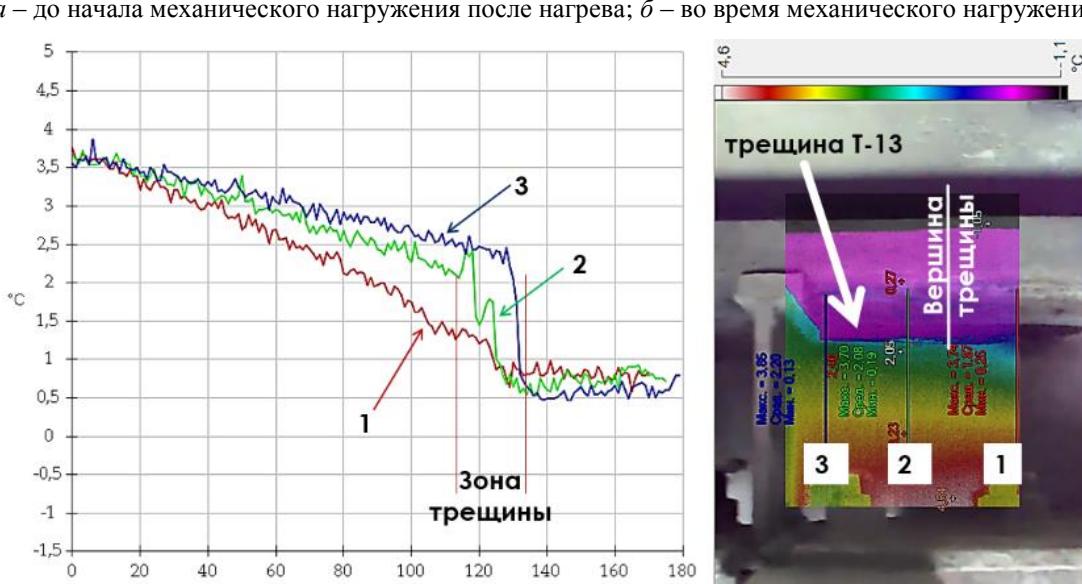
скачок из-за теплоизоляционного эффекта трещины (рис. 10, 11) – на инфракрасном изображении видно, что в сварном шве появляется резкий температурный перепад. На рисунках также показаны линейные профили температуры по зеленой линии Б (на участке с трещиной) и по



*Рис. 9. Распределение коэффициентов a_i :
а – растущая трещина; б – стабилизированная трещина (фон равномерный)*



*Рис. 10. Результат обнаружения сквозной усталостной трещины в лабораторном образце методом температурного скачка:
а – до начала механического нагружения после нагрева; б – во время механического нагружения*



*Рис. 11. Результат тестирования сквозной усталостной трещины типа Т-13 [2]
на балке железнодорожного моста*

красной линии А (на «целом» участке). Температурный скачок можно четко определить из сравнения профилей линий дефектной и «целой» частей.

Выводы

Для каждой из описанных стадий жизненного цикла на этапе эксплуатации сооружений

предлагается использовать методы неразрушающего контроля и оценки технического состояния с использованием инфракрасной термографии на основе принципов термодинамики. Показана их применимость, оценены границы и определены условия практического применения. Материалы исследования применены в [16]*.

Список источников

1. ОДМ 218.3.042–2014. Рекомендации по определению параметров и назначению категорий дефектов при оценке технического состояния мостовых сооружений на автомобильных дорогах. Каталог дефектов в мостовых сооружениях : отраслевой дорожный методический документ : издан на основании распоряжения Федерального дорожного агентства от 30.01.2015 № 135-р. Москва, 2015. 140 с.
2. Инструкция по оценке состояния и содержания искусственных сооружений ОАО «РЖД» : утверждена распоряжением ОАО «РЖД» от 02.10.2020 № 2193/р. Москва, 2019. 78 с.
3. Homepage of the CAESAR: Center for Advanced Engineering Structural Assessment and Research. URL: <http://www.pwri.go.jp/caesar/pdf/caesar.pdf> (дата обращения: 11.03.2023).
4. Плехов О. А. Структурно-кинетические механизмы деформирования и разрушения материалов в крупнозернистом и субмикрокристаллическом состояниях : специальность 01.02.04 «Механика деформируемого твердого тела» : диссертация на соискание ученой степени доктора физико-математических наук / Плехов Олег Анатольевич. Пермь, 2009. 360 с.
5. ГОСТ Р ИСО 184 34-1–2013. Контроль состояния и диагностика машин. Термография. Часть 1. Общие методы : утвержден и введен в действие приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 22 ноября 2013 г. № 1659-ст. Москва : Стандартинформ, 2014. 39 с.
6. Куриленко Г. А., Айрапетян В. С. Теоретические основы термографического способа исследования циклической повреждаемости металлов // Вестник Сибирского государственного университета геосистем и технологий. 2017. Т. 22, № 2. С. 252–259.
7. Куриленко Г. А. Прогнозирование циклического ресурса деталей с макротрещинами термографическим методом // Известия Томского политехнического университета. 2012. Т. 321, № 2. С. 36–39.
8. Глушков С. П., Соловьев Л. Ю., Соловьев А. Л. Экспериментальная оценка долговечности сварных металлических пролетных строений мостов методом инфракрасной термографии // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2018. № 2 (45). С. 63–71.
9. Lesniak J., Boyce R. B., Howenwater G. Thermoelastic measurement under random loading // Proc. SEM Spring Conf. Soc. Exp. Mech. P. 504–507.
10. Nondestructive Evaluation of Fatigue Cracks in Steel Bridges Based on Thermoelastic Stress Measurement / T. Sakagami, Y. Izumi, D. Shiozawa [et al.] // Procedia Structural Integrity. 2016. Vol. 2. P. 2132–2139. DOI 10.1016/j.prostr.2016.06.267.
11. Solovyev A. L., Royak M. E. Self-reference Lock-in Thermography for Detecting Defects in Metal Bridge Spans // Advanced Engineering Research. 2022. Vol. 22, No. 2. P. 161–168. <https://doi.org/10.23947/2687-1653-2022-22-2-161-168/>.
12. Соловьев Л. Ю., Федоренко В. А. Усовершенствование метода оценки характеристик усталостных трещин в сварных металлических конструкциях мостов тепловым способом // Дороги и мосты. 2022. № 2 (48). С. 113–139.
13. Sakagami T. Remote NDE using infrared thermography // Fatigue Fract Engng Mater Struct. 2015. Vol. 38. P. 755–779.
14. Соловьев Л. Ю., Федоренко В. А. Экспериментальные исследования процессов диссиpации энергии в вершинах усталостных трещин в элементах мостовых конструкций // Транспортные сооружения. 2021. Т. 8, № 3. DOI 10.15862/04SATS321.
15. Соловьев Л. Ю. Тепловой метод контроля усталостных трещин в сварных пролетных строениях мостов // Путь и путевое хозяйство. 2021. № 1. С. 24–27.
16. ОДМ 218.7.2.001–2021. Методические рекомендации по дистанционному определению наличия и степени развития усталостных трещин в элементах металлических пролетных строений автодорожных мостов (включая ортотропные плиты) методом инфракрасной термографии : отраслевой дорожный методический документ : издан на основании распоряжения Федерального дорожного агентства Министерства транспорта Российской Федерации от 27.12.2021 № 4782-р. Москва, 2021. 98 с.

* Материалы статьи использованы при подготовке диссертации на соискание ученой степени доктора технических наук.

Reference

1. ODM 218.3.042–2014 Recommendations for determining the parameters and assigning categories of defects when assessing the technical condition of bridge structures on highways. Catalog of defects in bridge structures. Industry road methodological document. Published on the basis of the order of the Federal Road Agency dated January 30, 2015 No. 135-r. Moscow; 2015. 140 p. (In Russ.).
2. Instructions for assessing the condition and maintenance of artificial structures of Russian Railways. Approved by order of Russian Railways dated 02.10.2020 No. 2193/r. Moscow; 2019. 78 p. (In Russ.).
3. Homepage of the CAESAR: Center for Advanced Engineering Structural Assessment and Research. URL: <http://www.pwri.go.jp/caesar/pdf/caesar.pdf>.
4. Plekhov O. A. Structural-kinetic mechanisms of deformation and destruction of materials in coarse-grained and submicrocrystalline states. Speciality 01.02.04 Mechanics of deformable solids. Dissertation for a degree of Doctor of Physico-Mathematical Sciences. Plekhov Oleg Anatolevich. Perm; 2009. 360 p.: ill. RSL OD, 71 10-1/238. (In Russ.).
5. GOST R ISO 184 34-1–2013 Condition monitoring and diagnostics of machines. Thermography. Part 1. General procedures. Approved and put into effect by order of the Federal Agency for Technical Regulation and Metrology dated 22.11.2013. Moscow: Standartinform; 2014. 39 p. (In Russ.).
6. Kurylenko G. A., Kurylenko G. A. Theoretical Fundamentals of Thermographic Research Means of Cyclic Damageability of Metals. *The Siberian State University of Geosystems and Technologies Bulletin*. 2017;22(2):252–259. (In Russ.).
7. Kurylenko G. A. Forecasting the cyclic life of components with macro cracks by the thermo graphic method. *Bulletin of the Tomsk Polytechnic University*. 2012;321(2):36–39. (In Russ.).
8. Glushkov S. P., Solovyev L. Yu., Solovyev A. L. Experimental assessment of welded steel bridges durability by infrared thermography. *Siberian Transport University Bulletin*. 2018;(45):63–71. (In Russ.).
9. Lesniak J. R., Boyce B., Howenwater G. Thermoelastic measurement under random loading. *Proc. SEM Spring Conf. Soc. Exp. Mech.* P. 504–507.
10. Sakagami T., Izumi Y., Shiozawa D., Fujimoto T., Mizokami Y. [et al.]. Nondestructive Evaluation of Fatigue Cracks in Steel Bridges Based on Thermoelastic Stress Measurement. *Procedia Structural Integrity*. 2016;2:2132–2139. DOI 10.1016/j.prostr.2016.06.267.
11. Solovyev A. L., Royak M. E. Self-reference Lock-in Thermography for Detecting Defects in Metal Bridge Spans. *Advanced Engineering Research*. 2022;22(2):161–168. <https://doi.org/10.23947/2687-1653-2022-22-2-161-168>.
12. Solovyev L. Yu., Fedorenko V. A. Improvement of the method for assessing the fatigue cracks characteristics in welded metal structures of bridges by the thermal method. *Roads and bridges*. 2022;(48):113–139. (In Russ.).
13. Sakagami T. Remote NDE using infrared thermography. *Fatigue Fract Engng Mater Struct*. 2015;38:755–779.
14. Solovyev L. Yu., Fedorenko V. A. Experimental studies of the energy dissipation processes at the tops of fatigue cracks in the elements of bridge structures. *Russian Journal of Transport Engineering*. 2021;8(3). (In Russ.). URL: <https://t-s.today/PDF/04SATS321.pdf>. DOI: 10.15862/04SATS321
15. Solovyev L. Thermal method of control of fatigue cracks in welded superstructures of bridges. *Railway Track and Facilities*. 2021;(1):24–27. (In Russ.).
16. ODM 218.7.2.001-2021 Methodological recommendations for remote determination of the presence and degree of development of fatigue cracks in the elements of metal superstructures of road bridges (including orthotropic plates) by infrared thermography. Industry road methodological document. Published on the basis of the order of the Federal Road Agency of the Ministry of Transport of the Russian Federation dated December 27, 2021 No. 4782-r. Moscow; 2021. 98 p. (In Russ.).

Информация об авторе

Л. Ю. Соловьев – доцент кафедры «Мосты», заведующий отделом автоматизированных информационных систем и численных методов расчета Сибирского научно-исследовательского института мостов Сибирского государственного университета путей сообщения, кандидат технических наук.

Information about the author

L. Yu. Solovyev – Associate Professor of the Bridges Department, Head of the Automated Information Systems and Numerical Calculation Methods Department of the Siberian Research Institute of Bridges, Siberian Transport University, Candidate of Engineering.

Статья поступила в редакцию 29.04.2023; одобрена после рецензирования 09.06.2023; принята к публикации 07.07.2023.

The article was submitted 29.04.2023; approved after reviewing 09.06.2023; accepted for publication 07.07.2023.

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья

УДК 624.21

doi 10.52170/1815-9265_2023_66_71

Регулирование динамических характеристик пролетных строений пешеходных мостов

Артем Васильевич Лапин^{1✉}, Игорь Юрьевич Белуцкий², Лилия Владимировна Марыгина³

^{1,2,3} Тихоокеанский государственный университет, Хабаровск, Россия

¹ 0008690@pnu.edu.ru[✉]

² 000177@pnu.edu.ru

³ 004108@pnu.edu.ru

Аннотация. Развитие и реконструкцию транспортной инфраструктуры городов и их агломераций невозможно представить без пешеходных путепроводов. Они позволяют увеличить пропускную способность дорог при относительно небольших капиталовложениях, при этом обеспечив полную безопасность пешеходного движения.

Пролетные строения пешеходных мостов относительно легкие в сравнении с автодорожными пролетами, что делает их чувствительными к различным по своей природе динамическим воздействиям, а также к общепринятым в инженерных расчетах упрощениям и пренебрежениям.

В качестве подтверждения данного предположения в работе приведены результаты испытаний трех пешеходных мостов, построенных в 2009–2012 г. в Дальневосточном регионе. Полученные результаты обосновывают предложенную концепцию регулирования динамических характеристик пролетных строений. Суть концепции заключается в использовании полимерных опорных частей с заданной сдвиговой жесткостью и демпфирующими свойствами, что создает возможность эффективного управления динамическими характеристиками пролетного строения. В качестве базового материала предлагается использовать полиуретан различных марок.

В связи с отсутствием справочных данных о физико-механических характеристиках полиуретана различной жесткости (твердости) проведены опытные лабораторные исследования, описанные в данной статье. В рамках опыта изготовлено три серии опорных частей из резины и полиуретана различных марок. В результате исследования получены значения модуля сдвига для используемых материалов. Кроме того, при динамических испытаниях выявлены признаки высокой диссипативности полиуретана по сравнению с резиной, используемой в опорных частях, что подтверждает его эффективность как демпфирующего элемента в пешеходном пролетном строении.

Материалы, изложенные в статье, обосновывают практическую значимость исследования, а полученные результаты будут применены при моделировании опорных частей для натурных объектов.

Ключевые слова: пешеходный путепровод, вертикальные колебания, вязкоупругость, сдвиговая жесткость, коэффициент затухания, полимерные опорные части

Для цитирования: Лапин А. В., Белуцкий И. Ю., Марыгина Л. В. Регулирование динамических характеристик пролетных строений пешеходных мостов // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2023. № 3 (66). С. 71–80. DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_71.

BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

Regulation of dynamic characteristics of superstructures of pedestrian bridges

Artem V. Lapin^{1✉}, Igor Yu. Belutskiy², Liliya V. Marygina³

^{1,2,3} Pacific National University, Khabarovsk, Russia

¹ 0008690@pnu.edu.ru[✉]

² 000177@pnu.edu.ru

³ 004108@pnu.edu.ru

Abstract. The development and reconstruction of the transport infrastructure of cities and their agglomerations cannot be imagined without pedestrian overpasses. They allow you to increase the throughput of roads with a relatively small investment, while ensuring complete safety of pedestrian traffic.

The span structures of pedestrian bridges are relatively light in comparison with road spans, which makes them sensitive to dynamic influences of various nature, as well as to simplifications and neglects generally accepted in engineering calculations.

As confirmation of this assumption, the paper presents the results of testing three pedestrian bridges built in 2009–2012 in the Far East region. The test results substantiate the proposed concept of regulation of the dynamic characteristics of span structures. The essence of the concept is the use of polymer bearing parts with a given shear stiffness and damping properties, which makes it possible to effectively control the dynamic characteristics of the span. It is proposed to use polyurethane of various grades as the base material.

Due to the lack of reference data on the physical and mechanical characteristics of polyurethane of various stiffness (hardness), experimental laboratory studies were carried out, as reflected in this article. As part of the experiment, three series of bearing parts were made from rubber and polyurethane of various grades. As part of the experiment, three series of bearing parts were made from rubber and polyurethane of various grades. As a result of the study, the shear modulus values of interest to us for the tested materials were obtained. In addition, during dynamic tests, signs of high dissipation of polyurethane were revealed compared to rubber used in bearing parts, which confirms its effectiveness as a damping element in a pedestrian superstructure.

The materials presented in the article substantiate the practical significance of the study, and the results obtained will be applied in modeling bearing parts for real objects.

Keywords: pedestrian overpass, heaving, viscoelasticity, shear stiffness, attenuation coefficient, polymer bearings

For citation: Lapin A. V., Belutskiy I. Yu., Marygina L. V., Regulation of dynamic characteristics of superstructures of pedestrian bridges. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2023;(66):71–80. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_71.

Введение

Нет необходимости в подробном описании роли пешеходных мостов как части дорожной или городской инфраструктуры, обеспечивающей необходимый баланс пропускной способности автомобилей и пешеходов, а также архитектурной роли данных сооружений в формировании облика города в рамках современного урбанизма.

В работах [1–3] рассматриваются возможности улучшения и регулирования динамических характеристик пролетных строений пешеходных мостов. Напомним, пролетные строения пешеходных мостов относительно легкие в сравнении с автодорожными пролетами, что делает их чувствительными к различным по своей природе динамическим воздействиям, а также к общепринятым в инженерных расчетах упрощениям и пренебрежениям.

Наглядным подтверждением высокой чувствительности пролетных строений пешеходных мостов являются результаты динамических испытаний следующих объектов:

– пешеходный путепровод на 19-м километре автомобильной дороги 05Н-625 «Подъезд к г. Владивостоку от автодороги Хабаровск – Владивосток» (рис. 1) [1];

– пешеходный путепровод на 14-м километре автомобильной дороги 05Н-625 «Подъезд к г. Владивостоку от автодороги Хабаровск – Владивосток» (рис. 2);

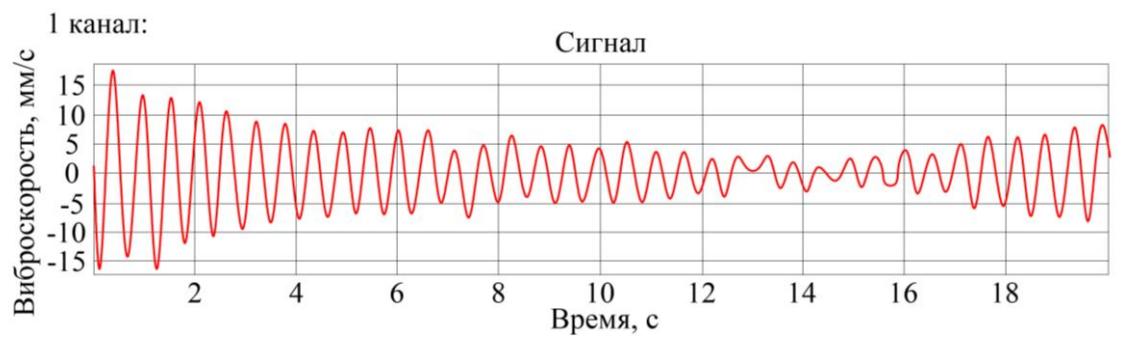
– пешеходный путепровод на проспекте 60-лет Октября – остановка «Юбилейная», г. Хабаровск (рис. 3).

Отметим, что согласно проектной документации и расчетным обоснованиям на всех перечисленных объектах периоды колебаний соответствовали требованиям п. 5.48 СП35.13330 [4]. Из приведенных данных (см. рис. 1–4) видно, что требование норм не соблюдается ни в одном случае.

Причиной несоответствия периода колебаний пешеходных пролетов проектным данным, отраженной в работах [3, 5], как уже указывалось выше, является общепринятое упрощение численной модели. Так, во всех случаях расчета пролетное строение опиралось одним концом на шарниро-неподвижную опорную часть, а другим – на шарниро-подвижную. Поверочные расчеты конечно-элементной модели показали, что отражение реальных условий опирания, а именно учет сдвиговой жесткости резиновых опорных частей (РОЧ), приводит к существенному изменению параметров колебаний пролетных строений.



б)



в)

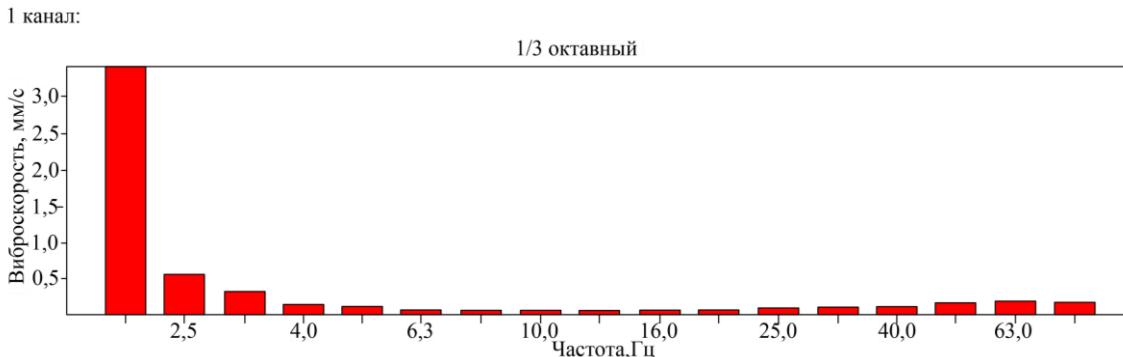


Рис. 1. Общий вид пешеходного перехода на участке 19-го км автомобильной дороги 05Н-625 (а), виброграмма (б) и спектр частот балки в середине пролета (в) при вертикальной раскачке (частота колебаний $f = 1,780$ Гц; период колебаний $T = 0,561$ с)

Материалы и методы исследования

Основываясь на приведенных исследованиях, можно сделать вывод, что наиболее эффективным является регулирование динамических характеристик пролетного строения пешеходного моста посредством использования полимерных опорных частей с вязкоупругими свойствами эластомера в основе их структуры. Однако в этом случае на этапе проектирования возникает сложность в построении расчетной модели пролетного строения, в которой нашли

бы отражение жесткостные характеристики полимерных опорных частей и вязкоупругие свойства эластомера. Уместно отметить, что немногочисленные исследования в данной области не позволяют справочно получить необходимые для расчетов физико-механические характеристики полимеров. Кроме частоты колебаний, одним из важнейших динамических свойств системы пролетного строения с полимерными опорными частями будет являться коэффициент затухания, характеризующий диссипативные свойства этой системы.

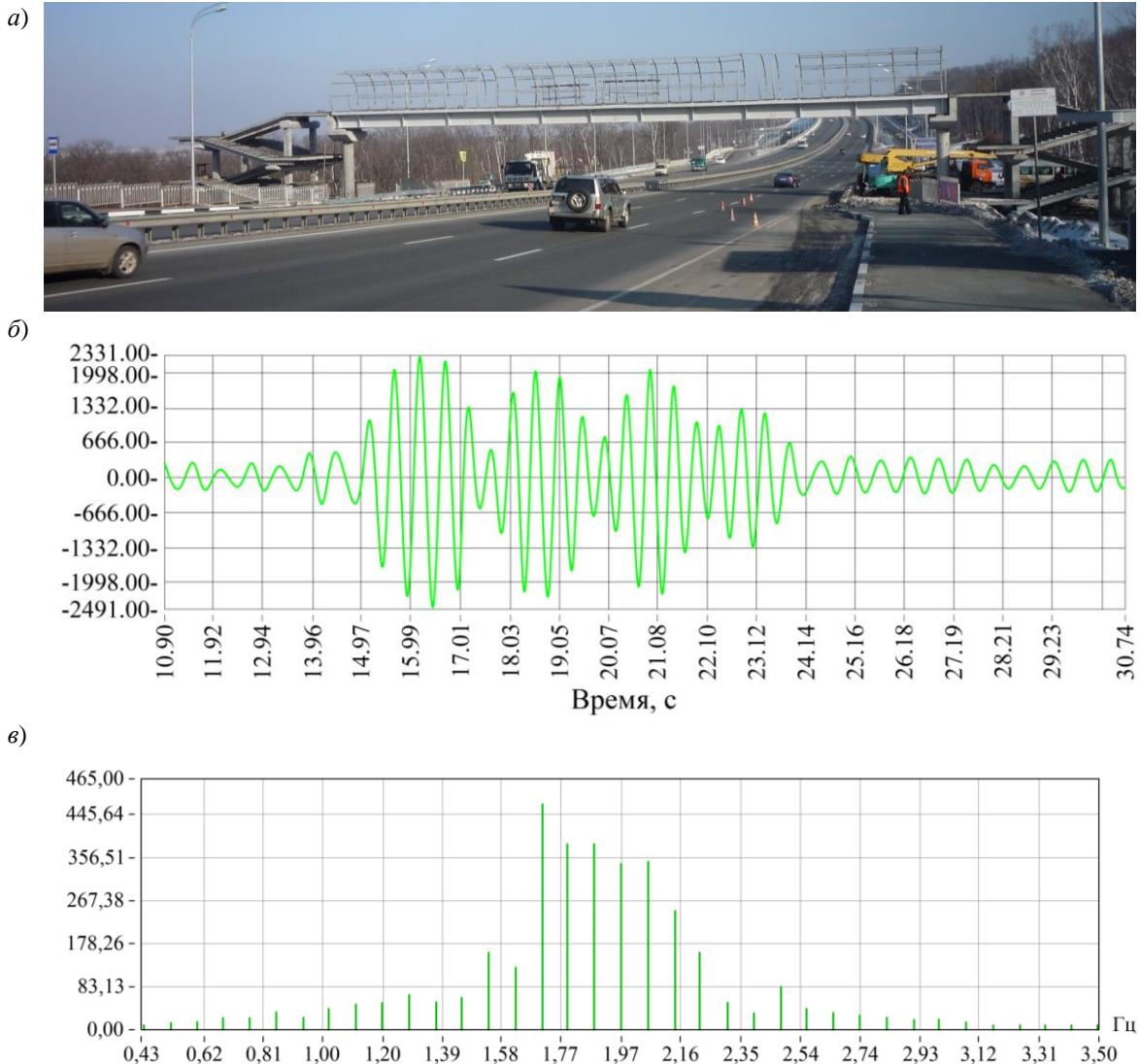


Рис. 2. Общий вид пешеходного моста на участке 14-го км автомобильной дороги 05Н-625 (а), вибrogramма (б) и спектр частот балки в середине пролета (в) при вертикальной раскачке (частота колебаний $f = 1,88$ Гц; период колебаний $T = 0,533$ с)

Использование полимерных опорных частей с заданными характеристиками позволит не только управлять частотными параметрами колебаний, но и регулировать диссипативные свойства всей системы.

В целях подтверждения гипотезы о влиянии полимерных опорных частей на динамические параметры системы проведены экспериментальные работы. Для испытаний были подготовлены три серии опорных частей: две резино-металлические опорные части, две опорные части из полиуретана марки «Силагерм 6030» и две опорные части из полиуретана марки «Силагерм 6080».

Статические испытания. При статических испытаниях определялись величины деформа-

ций опорных частей, которые в дальнейшем необходимы для расчета статического модуля упругости первого и второго рода, а также сдвиговой жесткости. Испытание состоит в измерении отклонений от горизонтальной плоскости граней пары идентичных опорных частей. Для измерения сдвиговых перемещений от действия внешнего усилия использовался прогибомер.

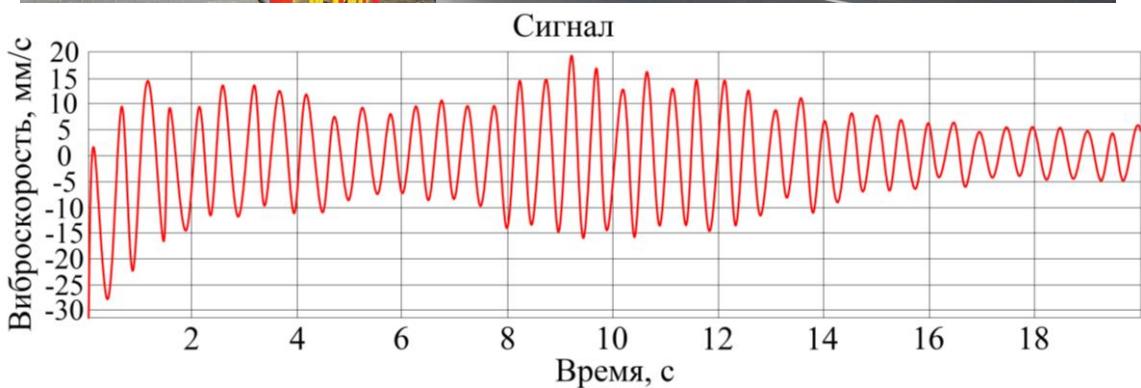
Испытуемый образец устанавливался на испытательный станд, представляющий собой рычажную установку (рис. 4). Рычаг передает усилие на образец опорных частей через тягу. Усилие создается массой, загруженной в корзину на конце рычага.

Модуль сдвига определен по следующей формуле:

а)



б)



в)

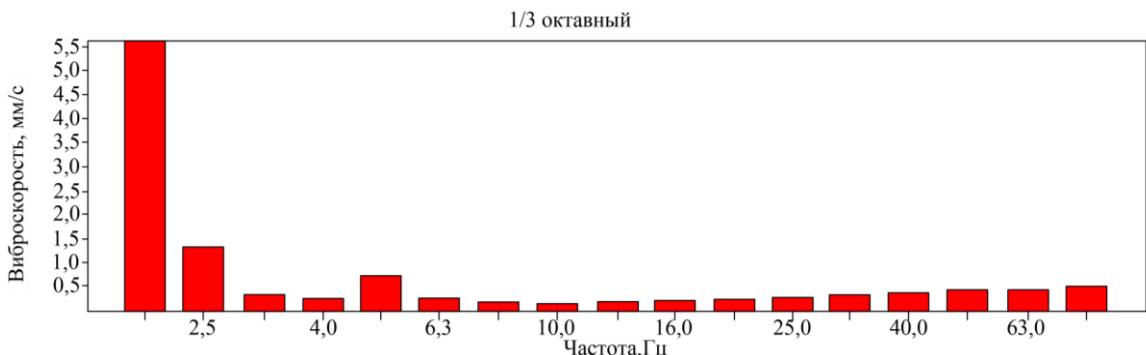


Рис. 3. Общий вид пешеходного моста на проспекте 60-лет Октября – остановка «Юбилейная» (а), виброграмма (б) и спектр частот балки в середине пролета (в) при вертикальной раскачке (частота колебаний $f = 2$ Гц; период колебаний $T = 0,5$ с)

$$G_p = \frac{Th_p}{ab\Delta_{\text{сдв}}}, \quad (1)$$

где G_p – модуль сдвига, $\text{тс}/\text{м}^2$; T – внешняя сила, тс ; h_p – общая толщина резиновых слоев в опорной части; a, b – размеры опорной части в плане ($0,1 \times 0,15$ м), м; $\Delta_{\text{сдв}}$ – сдвиговые смещения, м.

Далее, используя полученные величины модуля сдвига, определяем сдвиговую жесткость по формуле

$$C_{\tilde{a}} = \frac{G_p A_p}{h_p}. \quad (2)$$

Динамические испытания производились также на рычажной установке путем передачи импульса системе. Процесс собственных коле-

баний фиксировался тензометрической станцией «Тензор-МС». Цель динамических испытаний заключалась в оценке влияния сдвиговой жесткости образцов опорных частей на собственный период колебаний системы, а также в сравнении материалов по диссипативным свойствам.

В процессе динамических испытаний велась запись виброграмм, которые в последующем обрабатывались специализированным программным обеспечением. На рис. 5–7 представлены фрагменты виброграмм испытаний различных образцов.



Рис. 4. Фото рычажной установки, фрагменты загружения РОЧ и образцов «Силагерм 6080»

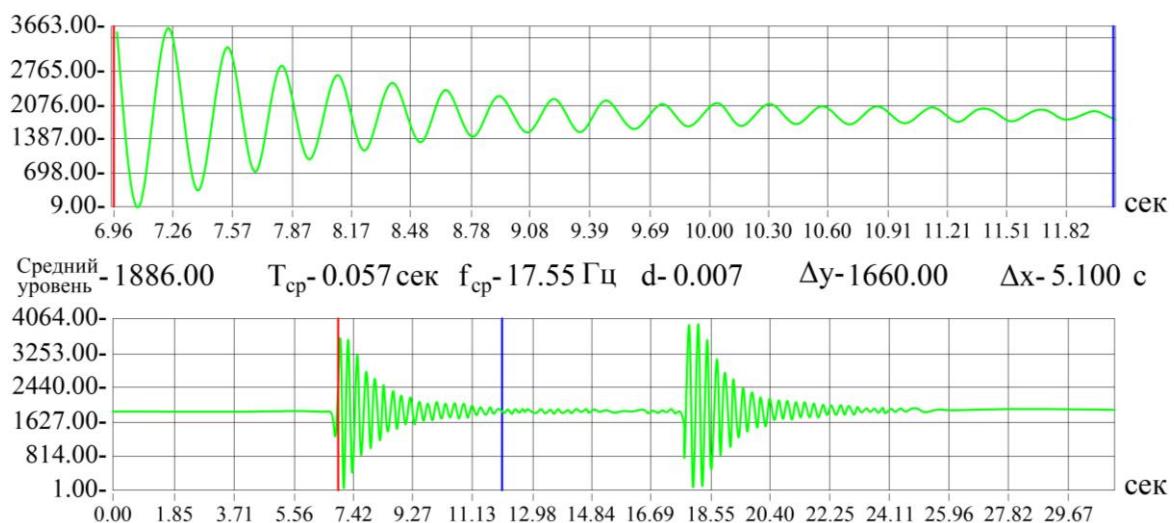


Рис. 5. Фрагмент виброграммы испытания РОЧ

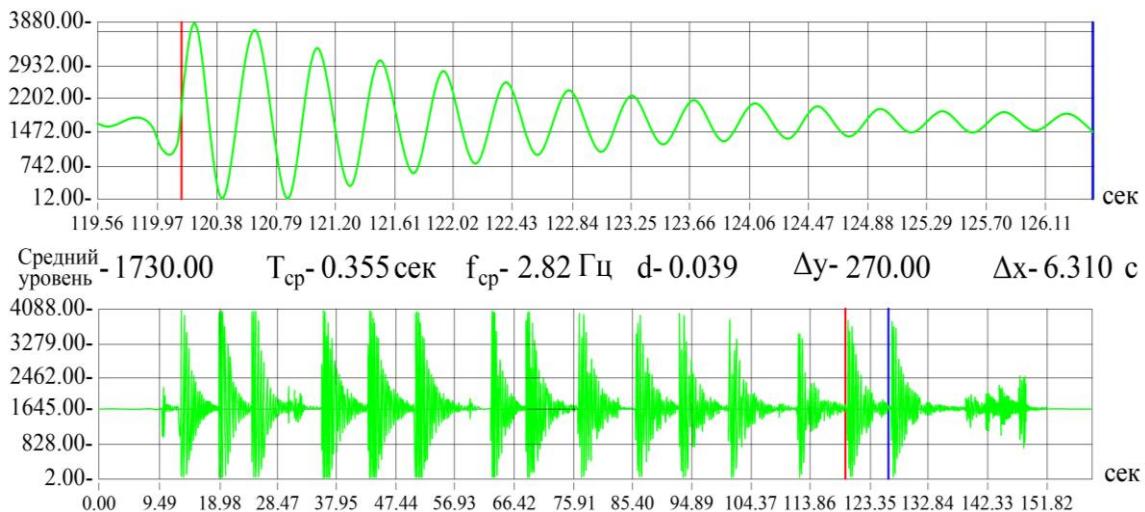


Рис. 6. Фрагмент виброграммы испытания опорной части из «Силаерм 6030»

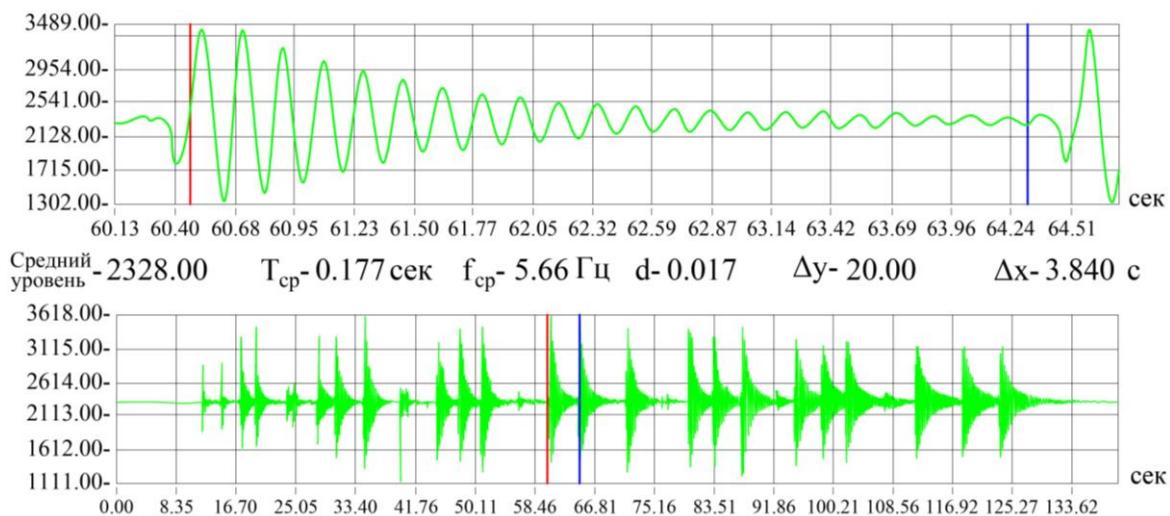


Рис. 7. Фрагмент виброграммы испытания опорной части из «Силаерм 6080»

Результаты исследования

Результаты эксперимента в части влияния сдвиговой жесткости на собственный период колебаний системы (таблица) подтверждают предположение о степени влияния сдвиговой жесткости на динамические характеристики системы.

Немалую значимость имеют полученные значения сдвиговой жесткости в определенных интервалах деформирования, поскольку позволяют более точно смоделировать опорную часть в конечно-элементном формате. Кроме того, в ходе исследования выявлены существенные различия декрементов затухания, свидетельствующие о высоких диссипативных свойствах полиуретана.

Выводы

Результаты обследований и испытаний пешеходных мостов, численных расчетов и лабораторного эксперимента однозначно подтверждают эффективность регулирования динамических характеристик пролетных строений посредством использования полимерных опорных частей с заданными параметрами сдвиговой жесткости.

Наиболее эффективным в этом отношении является полиуретан, имеющий большой диапазон физико-механических характеристик, а кроме того, обладающий высоким демпфирующим эффектом.

Дальнейшие исследования и натурные испытания полимерных опорных частей с раз-

Результаты статических и динамических испытаний образцов опорных частей

Ступень загружения	Усилие на образец, кгс	Сдвиговые перемещения, мм	Модуль сдвига G_p , тс/м ²	Сдвиговая жесткость C_a , тс/м	Среднее значение периода T_{cp} , с	Среднее значение частоты f_{cp} , Гц	Значение декремента затухания d
<i>Образец 1. РОЧ</i>							
1	29,0	0,6	238,4	48,3	—	—	—
2	57,9	1,6	178,5	36,2	0,0442	22,72	0,0038
3	86,8	2,7	158,6	32,1	—	—	—
4	115,8	3,9	146,5	29,7	0,0608	16,617	0,0077
5	144,7	5,1	140,0	28,4	—	—	—
6	173,7	6,4	133,9	27,1	0,0658	15,445	0,011
7	202,6	7,7	129,8	26,3	—	—	—
8	231,6	9,2	124,2	25,2	—	—	—
<i>Образец 2. «Силагерм 6030»</i>							
1	29,0	2	96,7	14,5	—	—	—
2	57,9	7	55,1	8,3	0,266	3,77	0,028
3	86,8	12	48,2	7,2	—	—	—
4	115,8	17	45,4	6,8	0,317	3,21	0,036
5	144,7	22	43,8	6,6	—	—	—
6	173,7	27	42,9	6,4	0,344	2,94	0,037
7	202,6	32	42,2	6,3	—	—	—
8	231,6	37	41,7	6,3	—	—	—
<i>Образец 3. «Силагерм 6080»</i>							
1	29,0	0,2	966,7	145,0	—	—	—
2	57,9	0,4	965,0	144,8	0,111	9,04	0,011
3	86,8	0,7	826,7	124,0	—	—	—
4	115,8	0,9	857,8	128,7	0,157	6,48	0,013
5	144,7	1,3	742,1	111,3	—	—	—
6	173,7	1,6	723,8	108,6	0,182	5,5	0,013
7	202,6	2	675,3	101,3	—	—	—
8	231,6	2,3	671,3	100,7	—	—	—

личными жесткостными и демпфирующими свойствами предоставят возможность учета диссипативных свойств системы в численных решениях. Таким образом, уже на этапе численного моделирования пролетных строений

пешеходных мостов возможно будет задать необходимые динамические параметры путем использования полимерных опорных частей с определенной степенью сдвиговой жесткости и вязкоупругости.

Список источников

1. Оценка динамических параметров пролетного строения пешеходного моста на ПК 156+32 на объекте: Реконструкция автомобильной дороги Аэропорт «Кневичи» – ст. Санаторная на участке автомобильной дороги М-60 «Уссури» Хабаровск – Владивосток на участке км 747-750 : отчет о НИР № 06/12 / И. Ю. Белуцкий, С. Н. Томилов, А. И. Гришин [и др.]. Хабаровск, 2012. 40 с.
2. Белуцкий И. Ю., Иовенко В. В., Лапин А. В. Определение значений собственного периода колебаний пролетных строений, опертых на резино-металлические опорные части приближенными методами // Вестник СибАДИ. 2017. Вып. 6 (58). С. 91–98.
3. Белуцкий И. Ю., Лапин А. В. Особенности динамической работы пролетных строений пешеходных мостов // Дальний Восток: проблемы развития архитектурно-строительного комплекса. Хабаровск : Издательство Тихоокеанского государственного университета, 2015. № 1. С. 263–270.
4. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы : актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* : свод правил : утвержден приказом Министерства регионального развития Российской Федерации от 28 декабря 2010 г. № 822 : введен в действие с 20 мая 2011 г. Москва : ЦНИИС, 2011. 340 с.
5. Лапин А. В. Актуальные вопросы компоновки поперечных сечений пролетных строений пешеходных мостов // Ученые заметки ТОГУ : электронное научное издание. 2015. Т. 6, № 2. С. 6–18.

6. Иовенко В. В. Избранные лекции по сопротивлению материалов / Тихоокеанский государственный университет. Хабаровск : Издательство ТОГУ, 2016. 223 с.
7. Еловский Р. Э., Люзовик С. С., Козырев С. В. Расчет пролетного строения. Пешеходный путепровод. Пролетное строение L = 42,6 м. «Реконструкция автомобильной дороги Аэропорт «Кневичи» – ст. Санаторная на участке автомобильной дороги М-60 «Уссури» Хабаровск – Владивосток на участке км 747–750» / НПО «Мостовик». [S. l. : s. n.], 2010. 21 с.
8. Тимошенко С. П. Колебания в инженерном деле. Москва : Наука, 1967. 444 с.
9. Прочность. Устойчивость. Колебания. Справочник. В 3 т. / под общ. ред. И. А. Биргера и Я. Г. Пановко. Т. 3. Москва : Машиностроение, 1968. 567 с.
10. Смирнов А. Ф. Устойчивость и колебания сооружений. Москва : Трансжелдориздат, 1958. 571 с.
11. Методические рекомендации по вибродиагностике автодорожных мостов / Министерство транспорта РФ, Государственная служба дорожного хозяйства Росавтодор. Москва, 2001. 25 с.
12. СП 79.13330.2012. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний : актуализированная редакция СНиП 3.06.07-86* (с Изменениями № 1, 3, 4) : свод правил : утвержден приказом Министерства регионального развития Российской Федерации от 30.06.2012 № 273 : введен в действие с 1 января 2013 г. Москва : ЦНИИС, 2012. 33 с.
13. Феодосьев В. И. Сопротивление материалов : учебник для вузов. 10-е изд., переработанное и дополненное. Москва : Издательство Московского государственного технического университета имени Н. Э. Баумана, 1999. 592 с.
14. Чаплин И. В. Диагностика мостов по динамическим параметрам // Наука и молодежь XXI века. Материалы XIII Научно-технической конференции студентов и аспирантов (Новосибирск, 13–14 ноября 2014 г.). Часть I. Технические науки. Новосибирск : Издательство Сибирского государственного университета путей сообщения, 2014. С. 123–125.

References

1. Belutsky I. Yu., Tomilov S. N., Grishin A. I., Lovtsov A. D., Zhao Jian. Evaluation of the dynamic parameters of the span structure of the pedestrian bridge at PK 156+32 at the facility: Reconstruction of the highway Knevichi Airport – station Sanatorium on the section of the highway M-60 Ussuri Khabarovsk – Vladivostok on the section km 747–750. Research Report No. 06/12. Khabarovsk; 2012. 40 p. (In Russ.).
2. Belutsky I. Yu., Iovenko V. V., Lapin A. V. Determination of the values of the natural oscillation period of span structures supported on rubber-metal bearing parts by approximate methods. *Bulletin of the Siberian State Automobile and Highway University*. 2017;6(58):91–98. (In Russ.).
3. Belutsky I. Yu., Lapin A. V. Peculiarities of the dynamic operation of span structures of pedestrian bridges. *Far East: Problems of development of the architectural and construction complex*. Khabarovsk: Pacific State University Publishing House; 2015. No. 1. P. 263–270. (In Russ.).
4. SP 35.13330.2011 Bridges and pipes: updated version of SNiP 2.05.03-84: set of rules: approved by order of the Ministry of Regional Development of the Russian Federation of December 28, 2010 No. 822; put into effect on May 20, 2011. Moscow: Central Scientific Research Institute of Construction; 2011. 340 p. (In Russ.).
5. Lapin A. V. Actual issues of layout of cross-sections of span structures of pedestrian bridges. *Scientific Notes of Pacific State University*. 2015;6(2):6–18. (In Russ.). URL: http://pnu.edu.ru/media/ejournal/articles-2015/TGU_6_66.pdf.
6. Iovenko V. V. Selected lectures on the strength of materials. Pacific State University. Khabarovsk: Publishing House of the Pacific State University; 2016. 223 p. (In Russ.).
7. Elovsky R. E., Lyuzovik S. S., Kozyrev S. V. Calculation of the span. Pedestrian overpass. Span L = 42.6 m. Reconstruction of the highway Airport Knevichi – station Sanatornaya on the section of the highway M-60 Ussuri Khabarovsk – Vladivostok on the section km 747–750. NPO Mostovik. [S. l. : s. n.]; 2010. 21 p. (In Russ.).
8. Timoshenko S. P. Fluctuations in engineering. Moscow: Nauka; 1967. 444 p. (In Russ.).
9. Birger I. A., Panovko Ya. G., eds. Strength, stability, fluctuations. Handbook in three volumes. Vol. 3. Moscow: Mashinostroenie; 1968. 567 p. (In Russ.).
10. Smirnov A. F. Stability and oscillations of structures. Moscow: Transzheldorizdat; 1958. 571 p. (In Russ.).
11. Guidelines for vibration diagnostics of road bridges. Ministry of Transport of the Russian Federation. State service of the road economy Rosavtodor. Moscow; 2001. 25 p. (In Russ.).

12. SP 79.13330.2012 Bridges and pipes. Rules for examinations and tests. Updated edition of SNiP 3.06.07-86 (with Amendments No. 1, 3, 4). Approved by order of the Ministry of Regional Development of the Russian Federation. Moscow: Central Scientific Research Institute of Construction; 2012. 33 p. (In Russ.).

13. Feodosyev V. I. Strength of materials: a textbook for universities. 10th edition revised and expanded. Moscow: Publishing house of Moscow State Technical University named after N. E. Bauman; 1999. 592 p. (In Russ.).

14. Chaplin I. V. Diagnostics of bridges by dynamic parameters. *Science and youth of the XXI century. Proceedings of the XIII scientific and technical conference of students and graduate students (November 13–14, 2014). Part I. Technical sciences.* Novosibirsk: Siberian Transport University Publishing House; 2014. P. 123–125. (In Russ.).

Информация об авторах

А. В. Лапин – старший преподаватель кафедры «Автомобильные дороги» Тихоокеанского государственного университета.

И. Ю. Белуцкий – профессор кафедры «Автомобильные дороги» Тихоокеанского государственного университета, доктор технических наук.

Л. В. Марыгина – старший преподаватель кафедры «Промышленное и гражданское строительство» Тихоокеанского государственного университета.

Information about the authors

A. V. Lapin – Senior Lecturer of the Highways Department, Pacific National University.

I. Yu. Belutskiy – Professor of the Highways Department, Pacific National University, Doctor of Engineering.

L. V. Marygina – Senior Lecturer of the Civil Engineering Department, Pacific National University.

Статья поступила в редакцию 02.05.2023; одобрена после рецензирования 09.06.2023; принятая к публикации 07.07.2023.

The article was submitted 02.05.2023; approved after reviewing 09.06.2023; accepted for publication 07.07.2023.

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья

УДК 624.21

doi 10.52170/1815-9265_2023_66_81

Разработка методики выявления растягивания многолетнемерзлых грунтов основания опор мостов на основе вибродиагностики

Любовь Александровна Полякова¹, Александр Александрович Лебедев^{2✉},
Кирилл Александрович Плесовских³, Владислав Евгеньевич Пушкарев⁴,
Александр Николаевич Шеин⁵, Андрей Николаевич Яшнов⁶

^{1,6} Сибирский государственный университет путей сообщения, Новосибирск, Россия

^{2,3,4,5} Научный центр изучения Арктики, Салехард, Россия

¹ vasilchuck97@mail.ru

² a.a.lebedev_mt@mail.ru✉

³ plesovskih.ka@yandex.ru

⁴ vladpuskr@mail.ru

⁵ a.n.shein@yandex.ru

⁶ yan@stu.ru

Аннотация. В настоящее время остро стоит вопрос развития северных регионов России за счет расширения сети железных и автомобильных дорог. Однако нормативная база по проектированию, строительству и эксплуатации мостов не в полной мере учитывает воздействие природно-климатических изменений, а также процессов деградации мерзлых грунтов на искусственные сооружения в течение всего их жизненного цикла. Для совершенствования строительных норм необходимо проводить исследования, направленные на изучение проблем, возникающих в процессе эксплуатации сооружений в условиях Крайнего Севера. Создание методов решения этих проблем позволит повысить эксплуатационную надежность существующих мостов. Для этого необходимо развивать систему мониторинга и содержания искусственных сооружений, в том числе совершенствовать и методы надзора за техническим состоянием мостов. В рамках данного исследования для обследования мостов, построенных в криолитозоне, были использованы такие методы, как вибродиагностика, электротомография, электропрофилирование и георадарное зондирование. Исследования проведены на полигоне из 21 автодорожного моста, которые расположены на автомобильных дорогах Сургут – Салехард и Лабытнанги – Харп. Сравнение рассмотренных методов свидетельствует о перспективности метода вибродиагностики. В качестве основного контролируемого параметра принята собственная частота колебаний конструкции. Изменение частоты колебаний опор будет свидетельствовать об изменении жесткости основания опор мостов и растягивании мерзлых грунтов. Для лучшей обоснованности результатов исследования планируется организовать мониторинг температуры грунтов, а также выполнить геологические изыскания с уточнением характеристик грунтов основания.

Ключевые слова: вибродиагностика, геотехнический мониторинг, искусственные сооружения, деградация многолетнемерзлых грунтов, мониторинг мостов, мост, опора моста, основание опор, собственная частота колебаний, спектр частот

Благодарности: авторы выражают благодарность за консультации и помощь в проведении исследования младшему научному сотруднику лаборатории геоэлектрики Института нефтегазовой геологии и геофизики им. А. А. Трофимука Анне Алексеевне Заплавновой и инженерам-технологам 1-й категории СибНИИ мостов – научного подразделения Сибирского государственного университета путей сообщения Илье Витальевичу Засухину и Кириллу Викторовичу Кобелеву.

Для цитирования: Разработка методики выявления растягивания многолетнемерзлых грунтов основания опор мостов на основе вибродиагностики / Л. А. Полякова, А. А. Лебедев, К. А. Плесовских, В. Е. Пушкарев, А. Н. Шеин, А. Н. Яшнов // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2023. № 3 (66). С. 81–92. DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_81.

BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

Development of a methodology for detecting the thawing permafrost soils at the base of bridge supports based on the oscillation frequencies diagnostics

Lyubov A. Polyakova¹, Alexander A. Lebedev^{2✉}, Kirill A. Plesovskikh³, Vladislav E. Pushkarev⁴, Alexander N. Shein⁵, Andrey N. Yashnov⁶

^{1,6} Siberian Transport University, Novosibirsk, Russia

^{2,3,4,5} Arctic Research center of the Yamal-Nenets Autonomous District, Salekhard, Russia

¹ vasilchuck97@mail.ru

² a.a.lebedev_mt@mail.ru✉

³ plesovskikh.ka@yandex.ru

⁴ vladpuskr@mail.ru

⁵ a.n.shein@yandex.ru

⁶ yan@stu.ru

Abstract. Currently, the issue of the development of the northern regions of Russia due to the expansion of the network of railways and highways is acute. However, the regulatory framework for the design, construction and operation of bridges does not fully take into account the impact of natural and climatic changes, as well as the degradation of frozen soils on artificial structures throughout their life cycle. In order to improve building codes, it is necessary to conduct research about the problems arising in the process of operation in the conditions of the Far North. The creation of methods to solve these problems will improve the operational reliability of existing bridges. Therefore, it is necessary to develop a system for monitoring and maintaining artificial structures, including improving methods for monitoring the technical condition of bridges. Within the framework of this study, such methods as vibration diagnostics, electrotomography, electro profiling and georadar sounding were used to examine bridges built in the cryolithozone. The research was carried out at a landfill of 21 road bridges located on the Surgut – Salekhard and Labytnangi – Harp highways. The comparison of the considered methods testifies to the prospects of the method of vibration diagnostics. The natural oscillation frequency of the structure is taken as the main controlled parameter. A change in the frequency of vibration of the supports will indicate a change in the stiffness of the base of the bridge supports and the thawing of frozen soils. To better substantiate the results of the study, it is planned to organize monitoring of soil temperature, as well as perform geological surveys with the specification of the characteristics of the foundation soils.

Keywords: diagnostics of oscillation frequencies, geotechnical monitoring, artificial structures, degradation of permafrost soils, monitoring of bridges, bridge, bridge support, base of supports, natural frequency of vibrations, frequency spectrum

Acknowledgments: the authors express gratitude for advice and assistance in conducting the research to the junior researcher at the geoelectrics laboratory of the Institute of Oil and Gas Geology and Geophysics named after A. A. Trofimuk Anna Alekseevna Zaplavnova and process engineers of the 1st category of the Siberian Research Institute of Bridges – a scientific division of the Siberian Transport University, Ilya Vitalievich Zasukhin and Kirill Viktorovich Kobelev.

For citation: Polyakova L. A., Lebedev A. A., Plesovskikh K. A., Pushkarev V. E., Shein A. N., Yashnov A. N. Development of a methodology for detecting the thawing permafrost soils at the base of bridge supports based on the oscillation frequencies diagnostics. *The Siberian Transport University Bulletin.* 2023;(66):81–92. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_81.

Введение

В настоящее время остро стоит вопрос развития северных регионов России за счет расширения сети железных и автомобильных дорог. При этом необходимо обеспечивать безопасность эксплуатации объектов транспортной инфраструктуры в условиях Крайнего Севера. Из числа многочисленных природно-климатических факторов сурового климата, действующих на сооружения, наиболее значимыми являются многолетнемерзлые грунты (ММГ) в основании сооружений, низкие температуры и наледеобразование. Однако в дей-

ствующих нормативных документах в области мостостроения особенности проектирования, строительства и эксплуатации мостов в северном исполнении не нашли должного отражения. Так, например, в нормах по проектированию введены лишь понижающие коэффициенты к расчетным сопротивлениям материалов, а также даны рекомендации по расчету ледовой нагрузки. Очевидно, что необходимо развивать нормативную базу. При этом если по проектированию и устройству фундаментов опор мостов в районах распространения вечномерзлых грунтов мостов существует

специальный свод правил СП 32-101-95 [1], то в части эксплуатации мостов соответствующие документы вовсе отсутствуют.

Кроме того, для диагностики и обследования мостов, построенных на ММГ, еще не сформирован необходимый и достаточный набор методов, которые учитывали бы специфику эксплуатации этих сооружений. При этом эксплуатация мостов, построенных в криолитозоне по принципу сохранения грунтов в мерзлом состоянии, осложнена как трендом роста их температур, так и наличием ошибок, допущенных при изысканиях, проектировании и строительстве. Помимо этого, у эксплуатируемых объектов транспортной инфраструктуры зачастую отсутствуют скважины для измерения температур грунтов. Все это затрудняет диагностику конструкций мостов.

Заметим, что нередки случаи, когда мост, построенный 10–15 лет назад на высокотемпературных мерзлых грунтах, в настоящее время стоит уже на оттаявших грунтах, прочностные характеристики которых существенно снижены. При этом без новых изысканий и сравнения их с первоначальным разрезом невозможно своевременно выявить достоверные причины смещений. Очевидно, что применение температурного мониторинга грунтов ос-

нования опор могло бы существенно сократить сроки диагностики конструкций. Однако эта система в настоящий момент не внедрена.

Для быстрого, достоверного и недорогого выявления на раннем этапе скрытых процессов растепления грунтов основания опор мостов необходимо развивать экспресс-методы диагностики. Поэтому целью данного исследования является разработка метода вибродиагностики опор мостов, расположенных в криолитозоне, для своевременного выявления процессов растепления ММГ.

Материалы и методы исследования

На автодороге Надым – Салехард было выявлено полтора десятка сооружений, опоры которых смещены или наклонены так, что уже возникли повреждения конструкций: чрезмерная выкатка и разрушение опорных частей, упирание торцов пролетов в шкафные стенки с разрушением бетонных поверхностей, значительные просадки конусов насыпи (рис. 1).

Причины возникновения подобных смещений конструкций точно не установлены, однако можно предположить, что это происходит из-за изменения климата и растепления ММГ. Установлено, что с 70-х годов прошлого века происходит повышение температуры воздуха, увеличение теплого периода и возрастание толщины



Рис. 1. Примеры повреждений конструктивных элементов автодорожных мостов, устои которых были смещены из-за деформаций грунтов

снежного покрова в Арктическом регионе [2, 3]. Для территории Ямало-Ненецкого автономного округа (ЯНАО) повышение температуры воздуха составляет до 2,8 °С за 50 лет [4–6], что способствовало повышению температуры верхних слоев многолетнемерзлых грунтов во многих районах Крайнего Севера. Скорость повышения температуры ММГ составляет от 0,035 до 0,06 °С в год для различных территорий ЯНАО. За последние 15 лет среднегодовая температура пород в деятельном слое перешла в область положительных значений, началась деградация мерзлых толщ сверху с понижением ее кровли (до 10 м) и сокращением площади распространения [4, 7].

При этом автомобильная дорога Сургут – Салехард проходит в южной части криолитозоны, где распространение ММГ меняется от редкоостровного до прерывистого. При оттаивании ММГ сверху сезонное протаивание заменяется сезонным промерзанием с образованием таликовых зон [7, 8].

Для повышения качества диагностики опор мостов и обеспечения безопасной эксплуатации искусственных сооружений (ИССО) было решено начать исследование с целью определения способа быстрого выявления начала деградации ММГ. В исследовании была применена автоматизированная система диагностики несущих конструкций мостов в рамках мониторинга технического состояния ИССО. В ходе мониторинга проводятся систематические наблюдения за изменением технического состояния сооружения с целью его контроля, оценки и прогноза изменений на основе выполнения процедур диагностики периодичностью один раз в квартал. Работа выполняется с помощью специализированных программно-измерительных комплексов, а также визуального и измерительного контроля основных параметров, характеризующих состояние сооружения [9, 10].

Для организации автоматизированного мониторинга выбран единый информативный параметр для диагностирования. Для опор, фундаменты которых устроены по принципу I, в качестве такого параметра приняты частоты собственных колебаний, зависящие, как известно, от жесткости основания. В этом случае методика диагностики деградации вечной мерзлоты схожа с мониторингом размывов оснований

фундаментов опор [11–13]. Оттаивание мерзлых грунтов в основании опоры, как и размывы, приведет к изменению ее «динамического портрета» (набора собственных частот) и будет служить индикатором для обнаружения опасной деградации мерзлоты. Поэтому необходимо выявить граничные значения частот колебаний, которые соответствуют различным типам конструкций опор, а также провести корреляцию частот с температурным режимом грунтов основания.

Определение фактических частот колебаний опор было выполнено с помощью оборудования, разработанного СибНИИ мостов СГУПС. Это мобильный автоматизированный измерительный комплекс «Тензор МС» (свидетельство об утверждении типа средств измерений RU.C.34.007.А № 32603/1 и RU.C.28.007.А № 31740/1), который состоит из измерительного блока, вибродатчиков и смартфона [14].

Оборудование (измерительный блок и вибродатчики для фиксации горизонтальных продольных и поперечных колебаний, а также вертикальных колебаний) было установлено в центре оголовка опоры на специально смонтированный монтажный столик.

Возбуждение колебаний опоры происходило от обращающейся по мосту подвижной нагрузки. Колебания верха опоры фиксировали в горизонтальной плоскости в поперечном и продольном направлениях. Программное обеспечение «Тензор МС» позволяет на основе преобразований Фурье для дискретного сигнала получить частоты колебаний конструкции в виде графика спектральной плотности. Вибrogramма колебаний опоры представлена на рис. 2.

Прогнозирование изменений частот собственных колебаний выполнено на конечно-элементных моделях в программном комплексе Midas Civil (рис. 3). Моделирование тела опоры, фундамента и пролетных строений выполнено балочными конечными элементами. Взаимодействие с грунтом смоделировано в виде одноузловых граничных элементов (опоры типа пружины) с заданными жесткостями закрепления фундамента от горизонтальных перемещений. Моделирование деградации мерзлоты аналогично размыву ос-

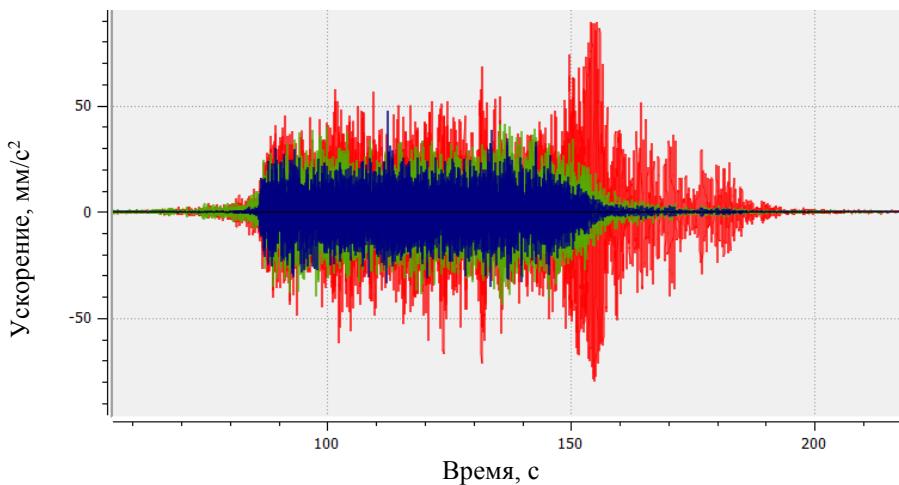


Рис. 2. Виброграммы колебаний опоры:
зеленая – горизонтальные поперечные колебания, красная – горизонтальные продольные,
синяя – вертикальные

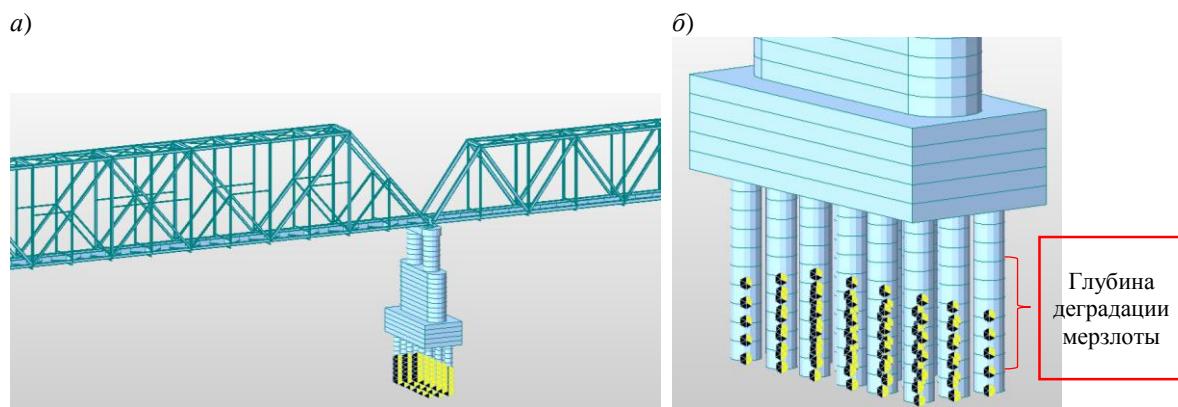


Рис. 3. Конечно-элементная модель:
а – общий вид модели опоры с опирающимися на нее пролетными строениями;
б – связи, моделирующие взаимодействие свай с грунтом

нования фундамента опоры, соответственно имитация деградации мерзлоты осуществлена путем смещения одноузловых связей.

По результатам расчетов построен график, отражающий изменения частоты собственных колебаний опоры от глубины деградации мерзлоты (рис. 4).

Для проведения исследований было выбрано 21 мостовое сооружение, расположено на участках Надым – Салехард и Лабытнанги – Харп. У 16 мостов были выявлены смещения опор на разной стадии развития. У пяти мостов еще не произошло полного замыкания всех зазоров для исследования интегральных динамических параметров их концевых опор. При этом также были «отсняты» мосты, по которым не сохранились данные о па-

раметрах конструкций фундаментов и характеристиках грунтов основания. На остальных 11 мостах были зафиксированы повреждения и снят нулевой цикл смещений для дальнейшего наблюдения за перемещениями.

В итоге для определения частот колебаний были выбраны обсыпные устои десяти автодорожных мостов. Устои выполнены в виде насадок на свайное основание и шкафных стенок с открылоками. Фундаменты этих опор представлены двумя типами: козловым и однорядным. Конструкция козлового типа выполнена из буронабивных свай диаметром 720 мм, а однорядная – из свай диаметром 1 220 мм. Для определения частот колебаний опор, на фронтальных поверхностях их насадок были смонтированы «столики» для мониторинга частот колебаний (рис. 5).

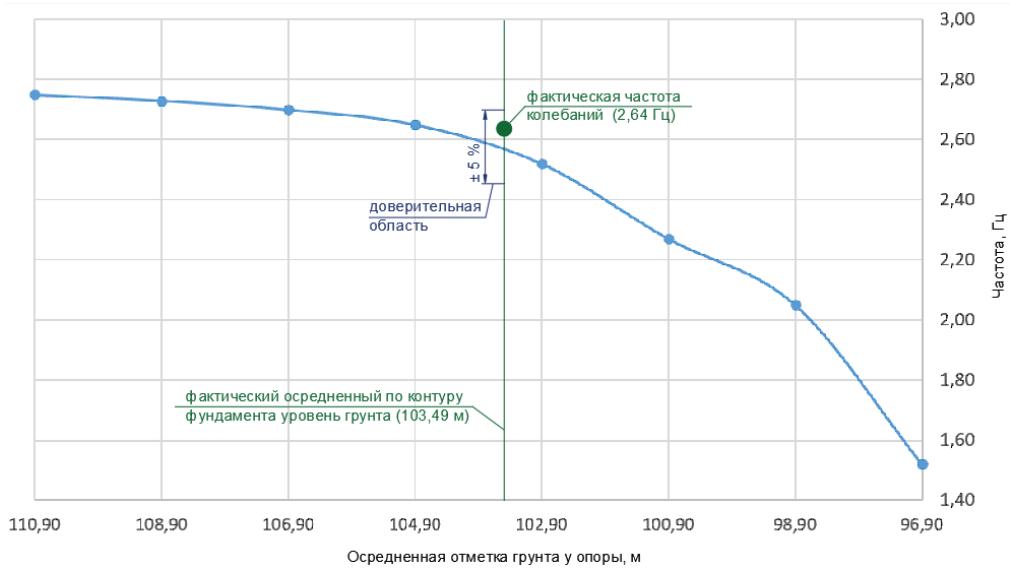


Рис. 4. График изменения собственной частоты продольных колебаний опоры по первому тону



Рис. 5. Общий вид системы «Тензор МС», установленной на опоре

Столики выполнены из стальных равнополочных уголков, на которых были размещены акселерометры измерительного многофункционального комплекса «Тензор МС». Начальные измерения частоты колебаний опор проводили в конце марта 2023 г. Для каждой опоры зафиксированы колебания во время проезда грузовых автомобилей (не менее трех записей). После съезда нагрузки с конструкции фиксировали установленные свободные колебания верха опоры в горизонтальной плоскости в продольном и поперечном направлениях, а также в вертикальной плоскости.

Для проведения данного исследования запланировано применить комплекс методов. В настоящий момент в дополнение к виброди-

агностике были выполнены геофизические исследования, а именно электротомография, электропрофилирование и георадарное зондирование.

В исследовании были применены два типа электроразведочного оборудования, которое в общем случае состоит из питающих и принимающих электродов, а также из искусственного источника тока. К питающим электродам в определенной последовательности подается ток от специального генератора. В земле появляется электрическое поле. На приемных электродах возникает разность электрических потенциалов. Измерения тока и разности потенциалов проводят электроразведочным прибором. В зависимости от принципа подачи

тока (выбранной установки) и расстояния между электродами определяется разрешающая способность и глубинность профиля. Анализ результатов измерений проводится с помощью метода сопротивлений, который основан на контрастности слоев грунта по удельному электрическому сопротивлению (УЭС) горных пород [15].

В летний период применялся гальванический способ заземления электродов – заглубление металлических штырей в землю. Измерения выполнены аппаратурой «СКАЛА 48» параллельно оси дороги рядом с откосами насыпи, а также поперек насыпи за устоями (рис. 6).

Повторные измерения в конце периода естественного промораживания грунтов были выполнены методом бесконтактного измерения электрического поля из-за наличия снежного покрова. Электропрофилирование было осуществлено с использованием аппаратуры «Вега», при этом заземление выполнено через дипольные линии (стелющийся кабель) без заглубления электродов (рис. 7). Длина диполей составила 5 м.

В ходе исследования электроды электроизведочного оборудования были расположены с шагом 5 м, при этом измерения (порядок подачи и приема тока на электродах) проводились с использованием установки «Шлюмберже»,



Рис. 6. Проведение электротомографии грунтов прибором «СКАЛА 48»



Рис. 7. Выполнение электропрофилирования. Стелющиеся электроды и генератор оборудования «Вега»

а также дипольно-осевой. Максимальный разнос электродов составил 240 м.

При применении бесконтактного метода для достижения эффекта зондирования расстояние между центрами диполей (использовались стелющиеся электроды) увеличивалось от 5 до 60 м с шагом 5 м. Максимальный разнос составил 120 м, глубинность составила 24 м. Измерения выполнены с конфигурацией дипольно-осевой установки.

По измеренным данным был произведен расчет удельного электрического сопротивления методом конечных разностей в специализированном программном комплексе, предназначенному для обработки измерений.

При измерениях в марте 2023 г. дополнительно был использован метод георадиолокации прибором «ОКО-3». Применение данного метода позволило точнее проследить границы слоев, в то время как электроразведка предоставила количественную информацию об их свойствах. Зондирование выполнялось антенной с центральной частотой 150 МГц. Настройка прибора была выполнена с учетом петрологических особенностей среды. Привязка измеренного профиля по расстоянию осуществлялась с помощью датчика перемещения типа «колесо».

Анализ результатов измерений проводился с помощью программы GeoScan32. При обработке радарограмм диэлектрическая проницаемость была выбрана равной семи по форме дифрагированных волн.

Георадиолокационные профили были получены на насыпях перед мостом и за мостом, в поперечном направлении относительно продольной оси перед устоями, а также параллельно оси моста сбоку от насыпи.

Результаты исследования

В качестве примера реализации методики вибродиагностики рассмотрим результаты исследования, проведенного с опорами автодорожного однопролетного моста, расположенного

на автодороге Лабытнанги – Харп. На рис. 8 приведен пример полученного спектра частот колебаний опоры данного моста.

По результатам обработки виброграмм и спектров частот для опор данного моста установлено, что интенсивность колебаний в вертикальной плоскости сопоставима с интенсивностью в продольном направлении моста (таблица). По всей видимости, это обусловлено тем, что устои практически полностью обсыпаны грунтом, при этом откосы укреплены габионами. Таким образом, жесткость этих конструкций в трех направлениях сопоставима.

Выполненные измерения являются нулевым этапом в годовом цикле мониторинга, а также позволяют начать формирование банка данных. Проведение измерений в дальнейшем покажет, как может меняться частота в зависимости от изменения свойств грунтов основания опор мостов.

Измерение частот колебаний опор в июле позволило установить, что частота колебаний по всем трем направлениям равна 2,92 Гц, что обусловлено оттаиванием сезонно-мерзлого слоя.

На рис. 9 представлены продольные геоэлектрические разрезы грунтов основания моста. Условным обозначением показано положение моста и опор (с учетом длины свай). При этом измерения выполнены двумя установками: «Шлюмберже» и дипольно-осевой. На данном рисунке видны таликовые зоны, проявленные в виде зон пониженного УЭС (до 1000 Ом·м). Стоит отметить, что перед мостом на глубинах 15–20 м и глубже наблюдается область с характерными высокими значениями УЭС, что соответствует мерзлым грунтам.

Продольный разрез, совмещенный с радарограммой, выполненной в том же месте, представлен на рис. 10. На данном профиле виден слой сезонного промерзания – это область высокого удельного сопротивления. Ниже ее выделяется слой песка (согласуется с проектными скважинами), сопротивление

Низшие частоты колебаний опор

Опора	Направление колебаний	Частота, Гц
№ 1	Продольное	3,32
	Поперечное	3,22
	Вертикальное	3,32
№ 2	Продольное	3,22
	Поперечное	3,13
	Вертикальное	3,32

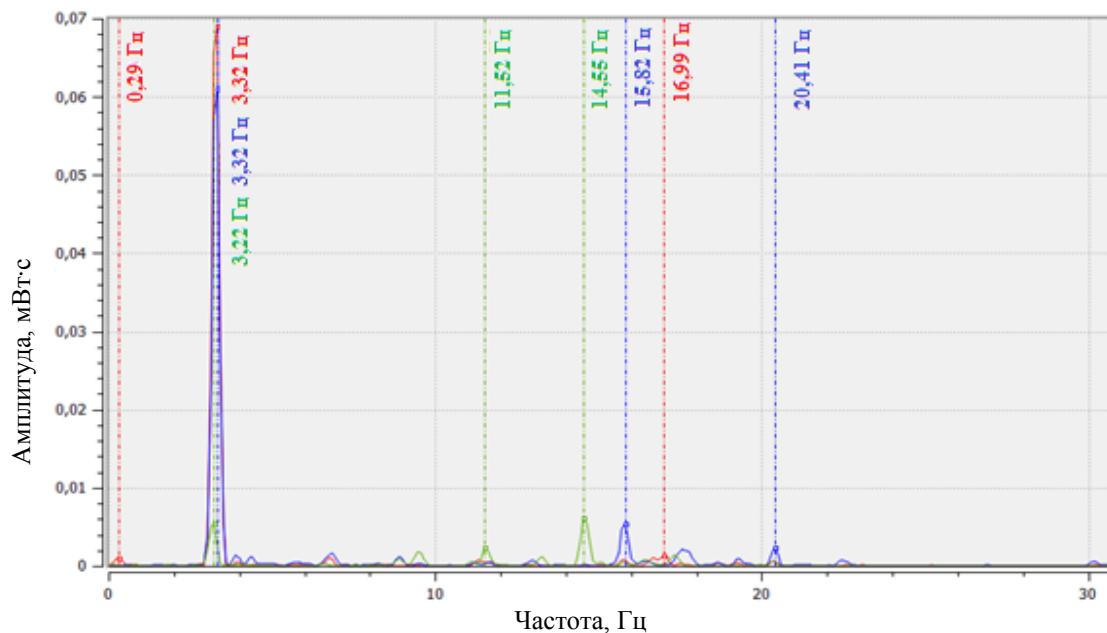


Рис. 8. Спектр частот колебаний опоры № 1:
красная линия – горизонтальные продольные колебания, зеленая – горизонтальные поперечные,
синяя – вертикальные

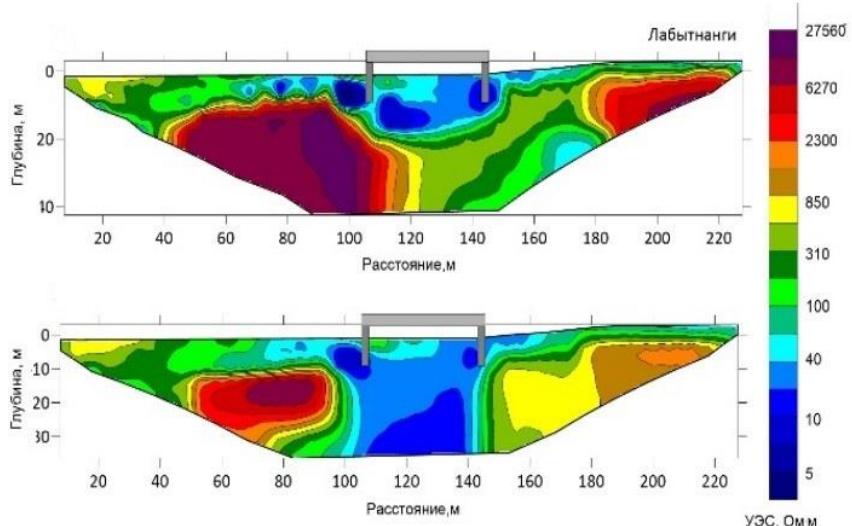


Рис. 9. Геоэлектрические разрезы (профиль вдоль дороги) по данным измерений,
выполненных в сентябре 2022 г.

которого резко отличается от глинистых грунтов, расположенных на глубине 6–7 м и ниже. При этом область пониженных УЭС означает, что суглинки находятся в талом состоянии. Однако, согласно проекту, свайное основание должно опираться на мерзлый грунт.

Георадиолокационное зондирование, выполненное параллельно оси моста рядом с насыпью (с обеих сторон от моста), позволило выделить на разрезе слои грунтов и рельеф дна реки. Отметим, что во время исследова-

ний было установлено, что уровень воды в русле под пролетным строением на сентябрь 2022 г. составил не более 50 см, что соответствует уровню меженных вод, указанному в проекте. Однако перед мостом русло существенно шире и глубже.

В марте 2023 г. было установлено, что лед перед мостом (верхний бьеф) занимает около 80 м по ширине реки, а далее (вдоль насыпи) под снегом стоит талая вода. Отмечено, что кроме промерзания происходит еще выдавлива-

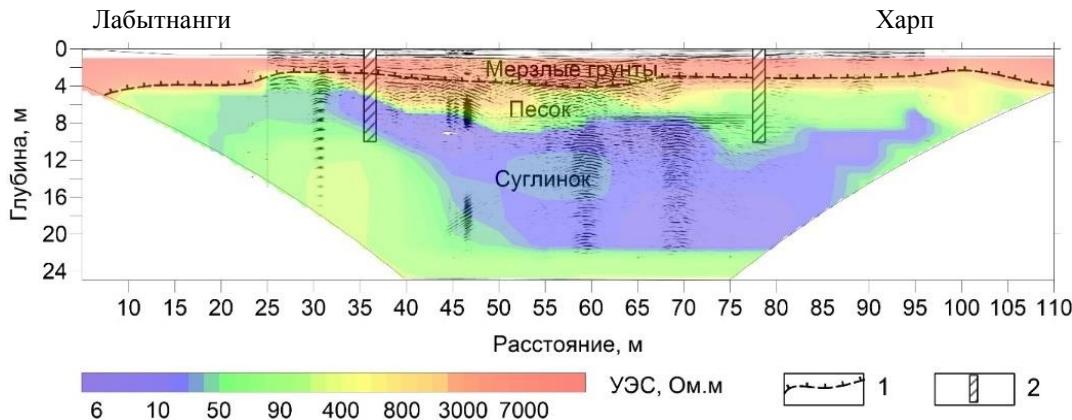


Рис. 10. Геоэлектрический разрез по данным бесконтактного измерения электрического поля в марте 2023 г.:
1 – подошва мерзлого грунта; 2 – положение свай

ние воды на поверхность с последующим ее замерзанием. Поэтому по результатам измерений суммарная толщина льда вместе с подледным течением и подстилающим мерзлым слоем (при его наличии) составляет около 1,5–2 м.

Анализ радарограмм показал наличие границ между старой и новой насыпями, переходными плитами, а также сезонно-мерзлым слоем грунта. Однако кровли многолетнемерзлых пород на глубине до 20 м не выявлено.

Результаты геофизических исследований хорошо согласуются с проектным инженерно-геологическим разрезом по чередованию слоев и позволяют проследить границы выделенных слоев вдоль всей конструкции моста. Однако они не подтверждают наличие высокотемпературных мерзлых суглинков, которые были указаны в проекте.

Выводы и обсуждение результатов

Полученные результаты исследования частот колебаний опор вместе с геоэлектрическими разрезами свидетельствуют о перспективности данного исследования. Однако в связи с низким доверием к геологическому строению грунтов оснований исследуемых мостов, а также в связи с существенными смещениями их опор из-за возможного растепления ММГ был сделан вывод о том, что имеющиеся сведения о грунтах устарели. Возникла необходимость в расширении применяемых методов исследования. Поэтому для лучшей обоснованности результатов исследования планируется организовать мониторинг темпе-

ратуры грунтов, а также выполнить повторные геологические изыскания.

Классификация различных типов конструкций опор по группам частот колебаний с учетом варианта преимущественного сложения грунтов основания позволит сформировать банк данных. При этом если методика будет полностью разработана, то данный способ можно будет применять на мостах, где подобный мониторинг не велся. Это позволит делать оценку состояния грунтов основания опор других мостов. Опыт монтажа консолей, а также установки измерительного оборудования и записи частот показал, что технология является нетрудоемкой и может выступать как экспресс-метод, поэтому есть возможность расширить количество вариантов конструкций опор мостов, расположенных в различных геоклиматических условиях.

Анализ тенденций изменения температур многолетнемерзлых грунтов выявил необходимость внесения изменений в строительные нормы. Так, опыт эксплуатации мостов, расположенных в криолитозоне, показывает, что для своевременного выявления растепления мерзлых грунтов необходимо наличие термометрических скважин. Эти скважины необходимо устраивать на этапе проведения инженерно-геологических изысканий и затем сгущать их количество (одна скважина на одну опору) перед началом строительства мостов. Благодаря этому можно следить за изменением температур грунтов для выявления растепления грунтов основания опор.

Результаты исследований позволяют доработать методику диагностики опор мостов, дополнить нормативную базу. Следовательно,

исследование необходимо продолжать с целью совершенствования технологий содержания мостов в условиях Крайнего Севера.

Список источников

1. СП 32-101-95. Проектирование и устройство фундаментов опор мостов в районах распространения вечномерзлых грунтов : принят и введен в действие корпорацией «Трансстрой» 22.12.1996 / разработан Научно-исследовательским институтом транспортного строительства. Москва : Трансстрой, 1996. 95 с.
2. Павлов А. В. Мерзлотно-климатический мониторинг России: методология, результаты наблюдений, прогноз // Криосфера Земли. 1997. Т. I, № 1. С. 47–58.
3. Павлов А. В., Малкова Г. В. Современные изменения климата на севере России. Новосибирск : Гео, 2005. 80 с.
4. Деградация мерзлоты: результаты многолетнего геокриологического мониторинга в западном секторе российской Арктики / А. А. Васильев, А. Г. Гравис, А. А. Губарьков [и др.] // Криосфера Земли. 2020. Т. 24, № 2. С. 15–30. DOI 10.21782/KZ1560-7496-2020-2(15-30).
5. Деградация мерзлоты в ЯНАО. Результаты многолетнего мониторинга / А. А. Васильев, Д. С. Дроздов, А. Г. Гравис, К. А. Никитин // Современные исследования трансформации криосферы и вопросы геотехнической безопасности сооружений в Арктике : сборник трудов конференции (Салехард, 8–12 ноября 2021 г.). Салехард, 2021. С. 78–80. DOI 10.7868/9785604610848018.
6. Пространственная и временная изменчивость мерзлых толщ в западном секторе российской Арктики – результаты комплексного мониторинга на геокриологических стационарах / Г. В. Малкова, А. А. Васильев, А. Г. Гравис [и др.] // Современные исследования трансформации криосферы и вопросы геотехнической безопасности сооружений в Арктике : сборник трудов конференции (Салехард, 8–12 ноября 2021 г.). Салехард, 2021. С. 279–282. DOI 10.7868/9785604610848075.
7. Changes in the 1963–2013 shallow ground thermal regime in Russian permafrost regions / D. A. Streletskiy, A. B. Sherstukov, O. W. Frauenfeld, F. E. Nelson // Environ. Res. Lett. 2015. Vol. 10. P. 125005.
8. Мельников В. П., Дроздов Д. С., Малкова Г. В. Климатические и криогенные факторы обустройства северных территорий // Известия высших учебных заведений. Геология и разведка. 2009. № 6. С. 75–83.
9. Яшнов А. Н., Кузьменков П. Ю., Иванов Е. О. Развитие мониторинга технического состояния мостов // Путь и путевое хозяйство. 2021. № 7. С. 14–18.
10. Яшнов А. Н., Снежков И. И. Опыт диагностики искусственных сооружений методом малых воздействий // Транспортные сооружения. 2019. Т. 6, № 3. С. 21.
11. Васильчук Л. А., Яшнов А. Н. Диагностика подмывов опор мостов по динамическим параметрам // Мосты и тоннели: теория, исследования, практика. 2020. № 18. С. 18–27.
12. Патент № 2778277 Российской Федерации, МПК G 01 M 7/00. Способ мониторинга технического состояния мостовых опор в процессе их эксплуатации : № 2021122624 : заявлен 28.07.2021 : опубликован 17.08.2022 / Л. А. Васильчук, И. В. Чаплин, А. Н. Яшнов, П. Н. Стрекаловский ; заявитель и патентообладатель ФГБОУ ВО СГУПС. 2 с.
13. Яшнов А. Н., Снежков И. И. Развитие систем диагностики и мониторинга мостов // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2020. № 3 (54). С. 6–13.
14. Электротомография: аппаратура, методика и опыт применения / Е. В. Балков, Г. Л. Панин, Ю. А. Манштейн [и др.] // Геофизика. 2012. № 6. С. 54–63.
15. Электротомография методом сопротивлений и вызванной поляризации / А. А. Бобачев, А. А. Горбунов, И. Н. Модин, В. А. Шевнин // Приборы и системы разведочной геофизики. 2006. № 2. С. 14–17.

References

1. SP 32-101-95. Design and installation of foundations of bridge supports in areas of permafrost distribution: adopted and put into effect by the Transstroy corporation on December 22, 1996. Developed by the Research Institute of Transport Construction. Moscow: Transstroy; 1996. 95 p. (In Russ.).
2. Pavlov A. V. Permafrost and climate monitoring of Russia: methodology, results of observations, forecast. *Cryosphere of the Earth*. 1997;I(1):47–58. (In Russ.).
3. Pavlov A. V., Malkova G. V. Modern climate changes in the north of Russia. Novosibirsk: Geo; 2005. 80 p. (In Russ.).
4. Vasiliev A. A., Gratus A. G., Gubarkov A. A. [et al.]. Permafrost degradation: results of long-term geocryological monitoring in the western sector of the Russian Arctic. *Cryosphere of the Earth*. 2020;24(2):15–30. (In Russ.). DOI 10.21782/KZ1560-7496-2020-2(15-30).
5. Vasiliev A. A., Drozdzov D. S., Gravis A. G., Nikitin K. A. Degradation of permafrost in the Yamalo-Nenets Autonomous District. Results of long-term monitoring. *Modern studies of cryosphere transformation and issues of*

geotechnical safety of structures in the Arctic. Salekhard, November 8–12, 2021. Salekhard; 2021. P. 78–80. (In Russ.). DOI 10.7868/9785604610848018.

6. Malkova G. V., Vasiliev A. A., Gravis A. G. [et al.]. Spatial and temporal variability of frozen strata in the western sector of the Russian Arctic – results of integrated monitoring at geo-cryological hospitals. *Modern studies of cryosphere transformation and issues of geo-technical safety of structures in the Arctic (Salekhard, November 8–12, 2021).* Salekhard; 2021. P. 279–282. (In Russ.). DOI 10.7868/9785604610848075.
7. Streletskiy D. A., Sherstiukov A. B., Frauenfeld O. W., Nelson F. E. Changes in the 1963–2013 shallow ground thermal regime in Russian permafrost regions. *Envi-ron. Res. Lett.* 2015;10:125005.
8. Melnikov V. P., Drozdov D. S., Malkova G. V. Climatic and cryogenic factors arrangement of the northern territories. *News of higher educational institutions. Geology and exploration.* 2009;(6):75–83. (In Russ.).
9. Yashnov A. N., Kuzmenkov P. Yu., Ivanov E. O. Development of monitoring of technical condition of bridges. *Railway Track and Facilities.* 2021;(7):14–18. (In Russ.).
10. Yashnov A. N., Snezhkov I. I. Experience of diagnostics of artificial structures by the method of small impacts. *Transport structures.* 2019;6(3):21. (In Russ.).
11. Vasilchuk L. A., Yashnov A. N. Diagnostics of bridge support washouts by dynamic parameters. *Bridges and tunnels: theory, research, practice.* 2020;(18):18–27. (In Russ.).
12. Vasilchuk L. A., Chaplin I. V., Yashnov A. N., Strekalovsky P. N. Patent 2778277 of the Russian Federation, IPC G 01 M 7/00. Monitoring of the technical condition of bridge supports during their operation. The applicant and the patent holder of the Siberian Transport University. No. 2021122624; application 28.07.2021; published 17.08.2022. 2 p. (In Russ.).
13. Yashnov A. N., Snezhkov I. I. Development of diagnostic and monitoring systems of bridges. *The Siberian Transport University Bulletin.* 2020;(54):6–13. (In Russ.).
14. Balkov E. V., Panin G. L., Manstein Yu. A. [et al.]. Electrotomography: equipment, methodology and application experience. *Geophysics.* 2012;(6):54–63. (In Russ.).
15. Bobachev A. A., Gorbunov A. A., Modin I. N., Shevnin V. A. Electrotomography by the method of resistances and induced polarization. *Methods and systems of exploration geophysics.* 2006;(2):14–17. (In Russ.).

Информация об авторах

Л. А. Полякова – аспирант кафедры «Мосты» Сибирского государственного университета путей сообщения.

А. А. Лебедев – научный сотрудник Научного центра изучения Арктики.

К. А. Плесовских – младший научный сотрудник Научного центра изучения Арктики.

В. Е. Пушкирев – младший научный сотрудник Научного центра изучения Арктики.

А. Н. Шеин – ведущий научный сотрудник Научного центра изучения Арктики.

А. Н. Яшинов – заведующий кафедрой «Мосты» Сибирского государственного университета путей сообщения, кандидат технических наук, доцент.

Information about the authors

L. A. Polyakova – Postgraduate of the Bridges Department, Siberian Transport University.

A. A. Lebedev – Researcher at the Arctic Research center of the Yamal-Nenets Autonomous District.

K. A. Plesovskikh – Junior Researcher at the Arctic Research center of the Yamal-Nenets Autonomous District.

V. E. Pushkarev – Junior Researcher at the Arctic Research center of the Yamal-Nenets Autonomous District.

A. N. Shein – Leading Researcher at the Arctic Research center of the Yamal-Nenets Autonomous District.

A. N. Yashnov – Head of the Bridges Department, Siberian Transport University, Candidate of Engineering, Associate Professor.

Статья поступила в редакцию 17.04.2023; одобрена после рецензирования 09.06.2023; принята к публикации 25.07.2023.

The article was submitted 17.04.2023; approved after reviewing 09.06.2023; accepted for publication 25.07.2023.

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

Научная статья

УДК 624.21

doi 10.52170/1815-9265_2023_66_93

Метод усиления ребристого пролетного строения превращением его в коробчатое, применяемый для реконструкции мостовых сооружений

Вильгельм Юрьевич Казарян

ООО «НПП СК МОСТ», Балашиха, Московская область, Россия, nppskmost@yandex.ru

Аннотация. Важнейшей задачей дорожной отрасли России является качественное улучшение состояния автомобильных дорог и искусственных сооружений на них. По официальным данным, около 30 % мостовых сооружений, расположенных на автомобильных дорогах регионального и межмуниципального значения, находятся в неудовлетворительном, предаварийном и аварийном состоянии.

Целью исследования была разработка нового конструктивно-технологического решения усиления пролетного строения мостовых сооружений для существенного повышения их грузоподъемности, пропускной способности при сохранении на период реконструкции движения по сооружению и под ним.

В статье отражены исследования автора по рассматриваемой проблеме, в том числе приведен анализ применяемых методов усиления, включающий обобщение существующих технических решений, описаны натурные испытания предлагаемого метода на специально изготовленном испытательном стенде. Приведены преимущества и конкретные примеры успешного применения метода при ремонте и реконструкции объектов.

Метод основан на новом подходе к переформированию элементов усиления: не в каждой отдельной балке, а за счет объединения двух, трех соседних балок в новую монолитную коробчатую. Причем такая конструкция может быть использована как для усиления отдельного разрезного пролета, так и для переустройства в неразрезное пролетное строение при замене набора опорных частей.

В итоге получается абсолютно новая конструкция пролетного строения, представляющая собой коробчатую монолитную неразрезную цельную балку, где бывшие балки разрезной балочной системы служат на первой стадии только в качестве несъемной опалубки, а на последующей стадии, включившись в совместную работу, выступают в качестве каркасного элемента, в центре которого находится монолитная напряженная конструкция.

Ключевые слова: мостовое сооружение, ремонт, реконструкция, усиление, преднапряжение арматуры, железобетонная балка, пролетное строение

Для цитирования: Казарян В. Ю. Метод усиления ребристого пролетного строения превращением его в коробчатое, применяемый для реконструкции мостовых сооружений // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2023. № 3 (66). С. 93–104. DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_93.

BUILDING AND ARCHITECTURE

Original article

Method of strengthening the ribbed span structure by turning it into a box structure used for reconstruction of bridge structures

Wilhelm Yu. Kazaryan

NPP SK MOST, Balashikha, Moscow region, Russia, nppskmost@yandex.ru

Abstract. The most important task of the Russian road industry is the qualitative improvement of the condition of highways and artificial structures on them. According to official data, about 30 % of bridge structures located on highways of regional and inter-municipal significance are in unsatisfactory, pre-emergency and emergency condition.

The aim of the author was to develop a new structural and technological solution for strengthening the span structure of bridge structures to significantly increase their carrying capacity, carrying capacity while maintaining traffic on and under the structure for the period of reconstruction.

The article describes the author's research on the problem under consideration, including an analysis of the applied reinforcement methods, including a generalization of existing technical solutions, describes full-scale tests of the proposed method on a specially manufactured test bench. The advantages and specific examples of successful application of the method in the repair and reconstruction of facilities are given.

The method is based on a new approach to reshaping reinforcement elements – not in each separate beam, but by combining two or three adjacent beams into a new monolithic box. Moreover, such a design can be used to strengthen a separate split span, or it can also be used for reconstruction into an uncut span structure when replacing a set of supporting parts.

It turns out a completely new superstructure design, which is a box-shaped monolithic continuous solid beam, where the former beams of the split beam system serve at the first stage only as a fixed formwork, and at the subsequent stage, having joined in joint work as a "frame element" in the center of which there is a monolithic stressed structure.

Keywords: bridge construction, repair, reconstruction, reinforcement, prestressing of reinforcement, reinforced concrete beam, superstructure

For citation: Kazaryan W. Yu. Method of strengthening the ribbed span structure by turning it into a box structure used for reconstruction of bridge structures. *The Siberian Transport University Bulletin*. 2023;(66):93–104. (In Russ.). DOI 10.52170/1815-9265_2023_66_93.

Введение

За последние годы зафиксировано много случаев обрушений мостов и повреждений их конструкций. В целом, несмотря на прикладываемые усилия, для мостового хозяйства России сохраняется негативная оценка его состояния.

В рамках нацпроекта «Безопасные качественные дороги» предусмотрена отдельная подпрограмма восстановления аварийных и предаварийных мостов, однако вопрос финансирования дорожной деятельности – один из самых болезненных для регионов. В связи с этим оперативное приведение в нормативное состояние существующих мостовых сооружений с акцентом на их ремонте и капитальном ремонте является актуальным вопросом [1].

Одна из основных причин плохого технического состояния мостовых сооружений – отсутствие должной эксплуатации за последние 30 лет. К техническим причинам относятся обильные протечки между балками, т. е. отсутствие герметичных конструкций деформационных швов, вследствие чего происходит повреждение торцевых частей железобетонных балок, возникает их откалывание либо неправильное опирание, что приводит к аварийному состоянию всего мостового сооружения. Возросшие современные нагрузки только усугубляют этот процесс [2].

Часто предлагаемое большинством проектных компаний техническое решение – это снести старые мосты и построить новые, причем по тем же продольным схемам и по тем же типовым проектам, которые были разработаны еще в 60-е годы.

В случае повреждения балок нарушается несущий нижний пояс, торчат пучки арматуры, поднять их целиком довольно сложно, такую расчлененную конструкцию необходимо подпереть временными опорами, что приводит к перекрытию движения под путепроводом и создает дополнительные неудобства. Демонтаж крупногабаритных железобетонных конструкций – это всегда неэкологочно, неэкономично и трудозатратно.

Материалы и методы исследования

На всей территории России построено большое количество мостовых сооружений по типовому проекту Союздорпроекта (СДП), выпуск 56 (рис. 1).

С помощью метода пространственного расчета выполнен анализ грузоподъемности пролетных строений старых типовых проектов с габаритами Г-6, Г-7, Г-8, который сопоставлен с воздействием на пролетные строения действующих нагрузок. При их усилении и уширении до габаритов Г-10 – Г-11,5 эти же пролетные строения будут соответствовать современным нагрузкам.

Последние десятилетия усиление конструкций балочного мостового сооружения сводилось к усилению отдельных балок. Причем считается, что если усиливать тем или иным способом несущую способность каждой балки, предпочтительно начинать с крайней (фасадной) балки и двигаться к центральным, усиливая каждую постепенно, то в итоге получится новое пролетное строение с очень высокой несущей способностью. Однако такое суждение ошибочно.



Рис. 1. Железобетонное пролетное строение с поперечными диафрагмами из балок $L = 14,06$ м, выполненное по типовому проекту СДП, вып. 56. Вид снизу

Во-первых, геометрия балок имеет ограниченность, а значит, возможность увеличить несущую способность балок тоже весьма ограничена. Во-вторых, такое решение ограничено по определению, невозможно увеличить несущую способность более чем на 25–30 %. В противном случае конструкция бывшего употребления, уже исчерпавшая свой ресурс, быстро выйдет из строя, учитывая такие процессы, как, например, динамика.

Отсюда возникает вывод, что обеспечить существенное увеличение несущей способности, применяя только известные ранее способы усиления и не изменяя геометрии, т. е. не прибегая к реконструкции сооружения, невозможно.

Существует много способов усиления балок 56-го выпуска [2]:

1. Усиление нижнего пояса балки швеллерами (1970–1980 гг.).
2. Усиление нижнего пояса (растянутой зоны) дополнительно преднапряженной арматурой в виде одного-двух пучков канатов К-7.
3. Усиление нижнего пояса балки углепластиковой арматурой путем приклейки ламелей на эпоксидный компаунд.
4. Усиление железобетонных балок путем взятия в металлическую рубашку.

Данные виды усиления сводятся к установке внешней арматуры, напоминающей шпренгельную систему, которая чаще всего направлена вдоль балок, а иногда поперек балок вдоль диафрагм. При этом швеллеры, установленные полками вверх и вниз, стержневая арматура, высо-

копрочная прядевая арматура, углепластиковые ламели, стеклопластиковые холсты разных модификаций с разными отверждающими системами – все эти типы усиления относятся к временным мероприятиям либо являются межремонтными мерами.

Но отдельно взятую железобетонную балку невозможно нагружать системами усиления до бесконечности. Есть пределы, после которых это физически невозможно и экономически нецелесообразно, тогда требуются новые решения [3].

В этой связи предполагается новый взгляд и подход к переформированию элементов усиления: не в каждой отдельной балке, а за счет объединения двух, трех соседних балок в новую монолитную коробчатую. Причем такая конструкция может быть использована как для усиления отдельного разрезного пролета, так и для переустройства в неразрезное пролетное строение при замене набора опорных частей. Что касается рамного мостового сооружения, то метод идеален и проходит по всем расчетным показателям на срез, прочность, устойчивость стенки и др.

Предлагается абсолютно новая конструкция пролетного строения (рис. 2), представляющая собой коробчатую монолитную неразрезную цельную балку, где бывшие балки разрезной балочной системы 56-го выпуска служат на первой стадии только в качестве несъемной опалубки, а на последующей стадии, включившись в совместную работу, выступают в качестве кар-

касного элемента, в центре которого находится монолитная напряженная конструкция (рис. 3).

В итоге получается неразрезная предварительно напряженная конструкция пролетного строения, называемая «монообрус». Это принципиально другая конструкция пролетного строения, обладающая большей долговечностью, грузоподъемностью под современные нагрузки и отвечающая всем нормам эксплуатации (рис. 4).

За счет попарного объединения балок в коробку и создания железобетонного бруса по всей длине моста можно объединить разрезные балки в неразрезное пролетное строение. Такое конструктивное решение позволяет в

кратчайшее время объединить балки в продольном направлении и избежать обрушения.

Эффективность метода ремонта или реконструкции моста при усилении конструкции с помощью преднапряжения высокопрочными прядями неоспорима. Во-первых, нынешняя система преднапряжения на порядок надежнее, притом что используются средства малой механизации, новые составы бетонов, kleевые составы, современные опалубки, подъемно-транспортные механизмы, позволяющие перевозить и монтировать элементы. А если пучок погружен в фибробетон, то он защищен с точки зрения антивандальных мероприятий.

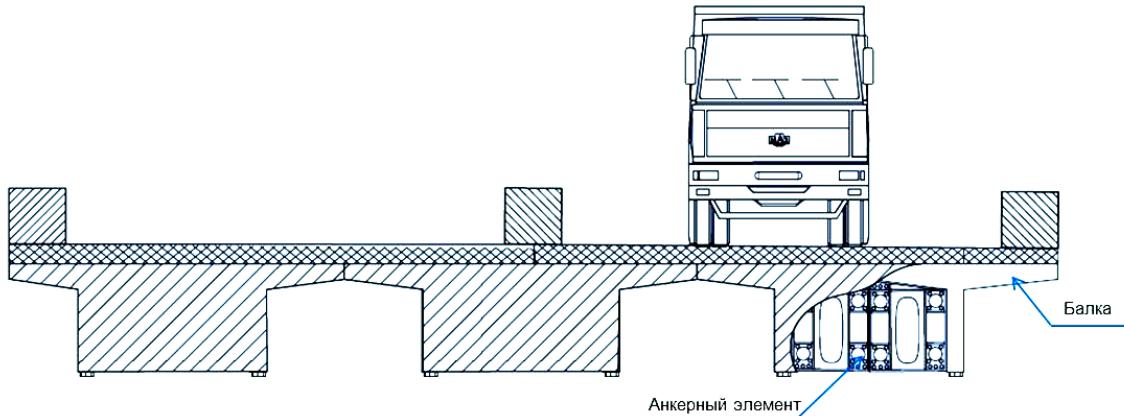


Рис. 2. Принципиальная схема усиления пролетного строения мостового сооружения превращением его в коробчатое

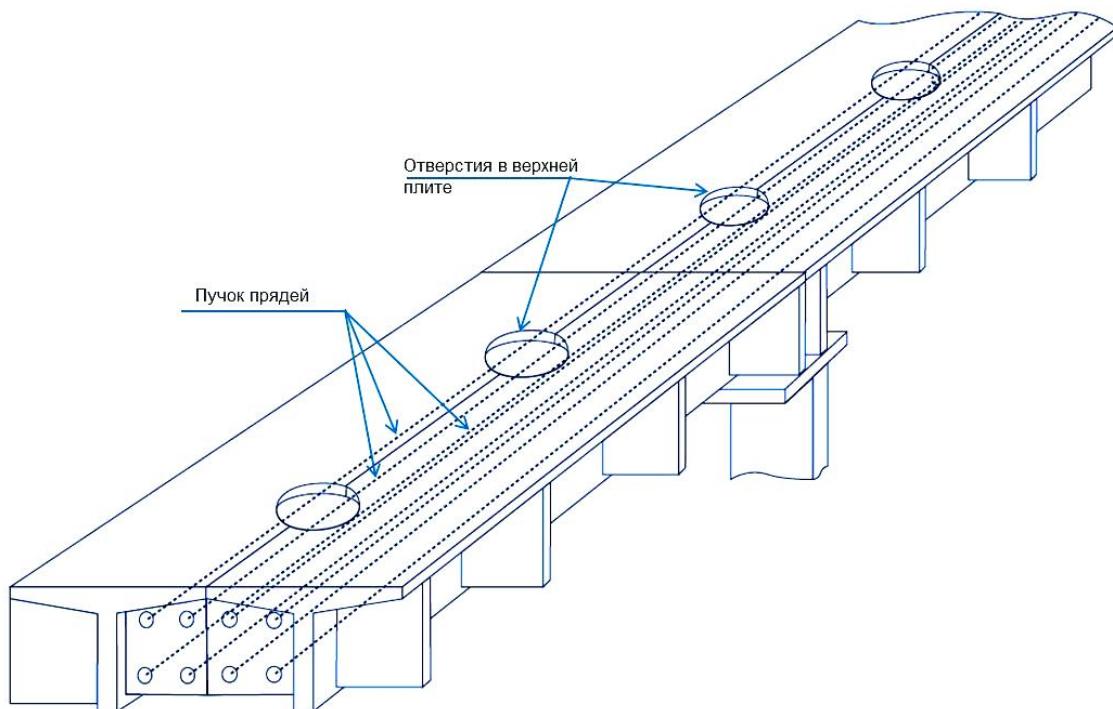
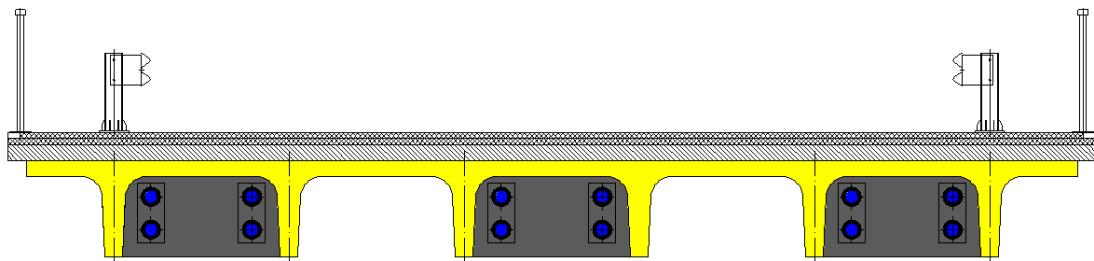


Рис. 3. Монолитная напряженная конструкция («монообрус»)



*Рис. 4. Новая схема поперечного сечения пролетного строения.
Попарное объединение соседних балок*

Во-вторых, метод экономичен и прост в исполнении, относится к методу работы неразрушающим способом, присутствует практически только ручной труд бригады из шести – восьми человек и одного – двух инженеров. Не требует устройства объездных дорог, крупногабаритной спецтехники: работа осуществляется исключительно средствами малой механизации, без закрытия движения как по путепроводу, так и под ним. Возможна работа при отсутствии подключения к электричеству, например, с использованием генераторов.

В-третьих, при выполнении ремонта на конкретном участке нет необходимости в демонтаже тротуаров, перил, ограждений и возможных коммуникаций.

Весь процесс ремонта во временном отрезке можно оценить в 30–45 дней, при этом увеличив несущую способность конструкции в несколько раз, а не на 10–15 %, которые предполагают другие методы.

Формула предлагаемого нового конструктивно-технологического решения защищена патентом № 2640855 от 12.01.2018 «Способ усиления пролетного строения моста» [4]. В случае образования единого неразрезного пролетного строения на основании вышеописанного метода при допустимых расчетных нагрузках возможен полный демонтаж русловых опор моста. Такая технология защищена патентом № 2712984 от 03.02.2020 «Способ усиления мостового сооружения с демонтажем русловых опор моста» [5]. В целях увеличения пропускной способности, уширения тротуаров или проезжей части в комплексе с описываемым методом рекомендуется применять технологию согласно патенту № 2205914 от 10.06.2001 «Способ уширения мостового сооружения» [6].

Результаты исследования

В настоящее время метод применяется в пяти проектах, из них на двух объектах реализован и испытан, кроме того, на территории ООО «НПП СК МОСТ» в г. Балашихе в 2018 г. был создан испытательный силовой стенд, на котором был смонтирован фрагмент пролетного строения из двух типовых ребристых балок длиной 15,0 м и высотой 0,85 м (типовой проект № 710 СДП), объединенных по плите проезжей части.

В результате стеновых испытаний были осуществлены:

- оценка напряженно-деформированного состояния балки под действием статической испытательной нагрузки;
- определение несущей способности усиленной балочной конструкции по условию трещиностойкости;
- оценка совместности работы ребристых балок и элементов усиления.

Усиление балки выполнено двумя пучками предварительно напряженной арматуры из 12 арматурных канатов К-7 номинальным диаметром 15 мм, изготовленных по ГОСТ 13840–68 [7], ГОСТ Р 53772–2010 [8], установленных вдоль нижней части ребер (рис. 5). Вдоль плиты проезжей части установлены два пучка из трех канатов К-7 номинальным диаметром 15 мм. Контролируемое усилие в каждом пучке составляет 539,4 кН (55,0 т).

Для омоноличивания предварительно напряженной арматуры и заполнения полости между ребрами балок был использован фибробетон классов В25, F200, W6 (рис. 6).

После набора прочности бетоном были выполнены статические испытания полученной



Рис. 5. Пучки канатов К-7 при монтаже фрагмента пролетного строения

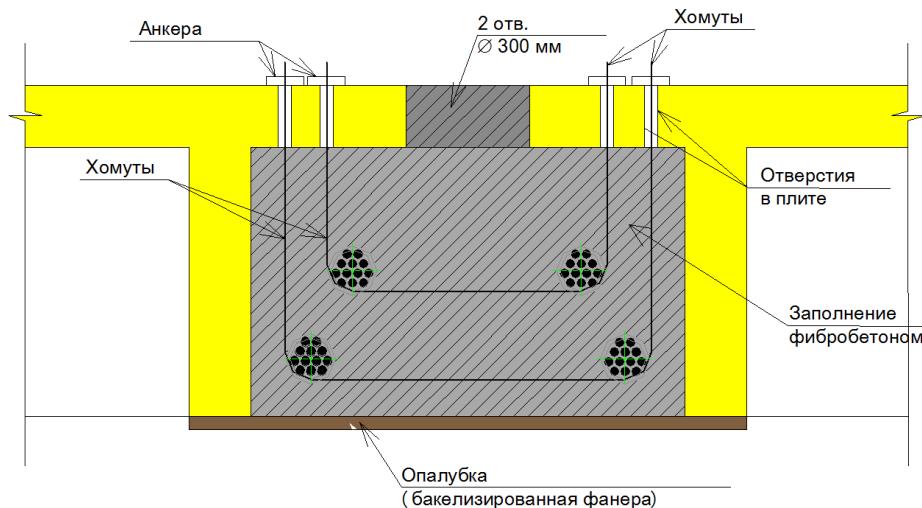


Рис. 6. Установка хомутов, прядей, опалубки

балки длиной 16,76 м путем постепенного ее нагружения возрастающей внешней нагрузкой (рис. 7). Нагружение балки осуществлялось посредством двух гидравлических домкратов мощностью по 100 тс каждый, объединенных в единую гидравлическую систему.

Нагрузка через домкраты передавалась на балку поэтапно ступенями (долями) с шагом 5 тс. После приложения каждой доли нагрузки испытываемая конструкция выдерживалась под нагрузкой до стабилизации прогиба, не менее 10 мин. Измерение прогибов в середине пролета балки осуществлялось с помощью механических прогибомеров часового типа, измерение осадок опор – с помощью оптического нивелира Sokkia B30.

В процессе испытаний было зафиксировано, что балка работает в упругой стадии, все элементы конструкции включены в совместную работу, трещин и отслоений не выявлено, конструкция прошла испытания в соответствии с предусмотренной программой на расчетные современные нагрузки [9].

В дальнейшем технология усиления ребристого пролетного строения путем превращения его в коробчатое успешно прошла государственную экспертизу и была реализована ООО «НПП СК МОСТ» при выполнении муниципального контракта по капитальному ремонту моста через р. Каменку по ул. Коровники в г. Суздале Владимирской области в 2019–2021 гг.

Мост типовой и широко распространенный: построен в 70-е гг. прошлого столетия, состоит из ребристых 16-метровых железобетонных балок по типовому проекту СДП, вып. 56, двухполовый, длиной 72 м, имел множество дефектов и находился в неудовлетворительном, аварийном состоянии (рис. 8) [10].

В сентябре 2019 г. ООО «НПП СК МОСТ» приступила к выполнению работ по капитальному ремонту моста. Было снято асфальтобетонное покрытие, слои дорожной одежды, осмотрены конструкции моста. В результате

было установлено, что балки могут быть сохранены, и заказчиком было принято решение внести в проект ряд корректировок.

После корректировки проектной документации экспертами ГАУ ВО «Владоблгосэкспертиза» было выдано положительное заключение [11] на применение метода попарного объединения существующих балок пролетного строения с заполнением фибробетоном пространства между ними и обжатием полученных балок пучками предварительно напряженной арматуры (рис. 9, 10).



Рис. 7. Нагружение балки с помощью двух домкратов



Рис. 8. Вид снизу на пролетное строение моста до ремонта



Рис. 9. Преднапряжение шести канатов из 12 прядей диаметром 15,7 мм



Рис. 10. Преднапряжение пучков в коробке

При ремонте моста через р. Каменку в г. Суздале были применены подвесные строительные леса, включающие в себя рабочие площадки, удерживаемые вертикальными подвесками, закрепленными на плите проезжей части и тротуарах. По верху измененного пролетного строения была предусмотрена накладная плита с целью усиления плиты проезжей части с консолями длиной 1,368 м для уширения тротуаров (рис. 11).

Для выполнения усиления применены высокопрочные стальные арматурные пряди К-7 (канаты) диаметром 15,7 мм, класса прочности 1 860 МПа, изготовленные по ГОСТ 13840–68 [7], ГОСТ Р 53772–2010 [8] в ОАО «Северсталь-

метиз». Пряди натягивали поочередно гидравлическим прядевым домкратом [12], например ДН-НК1525Г200/1Е, с применением анкеров АКП-1. Контроль усилия натяжения пряди осуществлялся с помощью манометров, установленных в гидросистеме, и путем измерения величины вытяжки арматуры. Натяжение проводилось согласно требованиям СП 35.13330.2011 [13], СП 46.13330.2012 [14], а также требованиям, предусмотренным проектом (регламентом).

Согласно откорректированной сметной документации стоимость работ по капитальному ремонту моста снизилась на 6,5 млн р. (10 % цены контракта), что является суще-

ственной экономией средств местного и областного бюджета.

Первоначальный же вариант проекта предусматривал демонтаж несущих балок и других элементов конструкции, а также строительство временного пешеходного моста.

По итогам ремонта с применением новой технологии увеличилась грузоподъемность моста, уменьшилось количество деформационных швов, расширилась проезжая часть моста с 7 до 9 м. Тротуары с обеих сторон стали шире на 0,6 м - с 0,9 до 1,5 м (рис. 12, 13).

По результатам обследования и приемочных испытаний сооружения было установлено, что все измеренные значения находятся в пределах допустимых значений в соответствии с СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы», а грузоподъемность моста соответствует нормативным нагрузкам А11 и Н14 [15].

Расчет пролетного строения на действие испытательных нагрузок производился с учетом требований СП 35.13330.2011 [13], СП 46.133330.2012 [14], СП 79.13330.2012 [16] и ГОСТ Р 52748-2007 [17].



Рис. 11. Установка и натяжение арматурных канатов на ригелях. Работа с подвесных подмостей



Рис. 12. Вид снизу на пролетное строение после ремонта



Рис. 13. Вид тротуаров и проезжей части после реконструкции

Приведенный анализ напряженно-деформированного состояния неразрезного пролетного строения моста под воздействием статических испытательных нагрузок свидетельствует о полном соответствии работы конструкции расчетным предпосылкам. Долговечность конструкции обеспечена минимум на 30 лет и более.

Выводы

1. Конструктивно-технологическое решение «Способ усиления пролетного строения моста» является одним из существующих методов усиления пролетного строения мостовых сооружений, не отрицает иные перечисленные выше методы, при этом позволяет:

- добиться поставленной цели при минимальных материальных и временных затратах;
- обеспечить соответствующую современным нагрузкам несущую способность;

– применить комплексные методы по уширению мостового сооружения для повышения безопасности и пропускной способности;

– избежать необходимости устройства объездных дорог и строительства временных мостов;

– не изготавливать новые и не утилизировать старые железобетонные балки пролетных строений;

– применять оборудование малой механизации, оптимизировать энергоресурсы и трудозатраты.

2. В результате применения метода получается принципиально другая конструкция пролетного строения – преднапряженный железобетонный брус, который по несущей способности обладает в разы большей грузоподъемностью.

3. Метод испытан, успешно применен на практике и рекомендован к дальнейшему применению на мостовых сооружениях во всех регионах России.

Список источников

1. Мосты приведут к нормативу // Транспорт России. 23.06.2022. URL: <https://transportrussia.ru/razdely/transportnaya-infrastruktura/8923-mosty-privedut-k-normativu.html> (дата обращения: 18.04.2023).
2. Казарян В. Ю., Сахарова И. Д. Почему падают мосты // Дорожная держава. 2019. № 93. С. 2–3.
3. Казарян В. Ю. О методах усиления и ремонта мостов / ООО «НПП СК МОСТ». Москва, 2020. 14 с.
4. Патент № 2640855 Российской Федерации. Способ усиления пролетного строения моста : № 2016146815 : заявлен 29.11.2016 : опубликован 12.01.2018 / Казарян В. Ю., Сахарова И. Д., Чухнов В. В., Решетников В. Г.
5. Патент № 2712984 Российской Федерации. Способ усиления мостового сооружения с демонтажом русловых опор моста : № 2019110685 : заявлен 10.04.2019 : опубликован 03.02.2020 / Казарян В. Ю., Сахарова И. Д.
6. Патент № 2205914 Российской Федерации. Способ уширения мостового сооружения : № 2001131938/03 : заявлен 27.11.2001 : опубликован 10.06.2003 / Казарян В. Ю., Сахарова И. Д.

7. ГОСТ 13840–68. Канаты стальные арматурные 1 × 7. Технические условия = Reinforced steel ropes 1 × 7. Specifications : издание официальное : введен в действие с 01.01.1969 / Государственный комитет по стандартам СССР. Москва, 2004. 12 с.

8. ГОСТ Р 53772–2010. Канаты стальные арматурные семипроволочные стабилизированные. Технические условия = Reinforced steel low-relaxation 7-wire strands. Specifications : национальный стандарт Российской Федерации : утвержден и введен в действие Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 12 февраля 2010 г. № 17-ст : введен впервые : дата введения 2011-01-01 / разработан рабочей группой в составе Ассоциации стандартизации, сертификации, контроля качества продукции и услуг (Ассоциация СКС), ОАО «Северсталь-метиз», ОАО «Белорецкий металлургический комбинат», НИИЖБ им. А. А. Гвоздева. Москва : Стандартинформ, 2010. 23 с.

9. Заключение по результатам стендовых испытаний железобетонной балочной конструкции, усиленной предварительно напряженной арматурой / ООО «НИЦ “Мосты”». Москва, 2019. 37 с.

10. Казарян В. Ю. Капитальный ремонт моста через р. Каменка в г. Сузdal // Регион развития. 2022. № 5. С. 2.

11. Положительное заключение государственной экспертизы от 31.03.2020 «Капитальный ремонт моста через р. Каменка по ул. Коровники в г. Сузdal. Корректировка» / ГАУ ВО «Владоблгосэкспертиза». Владимир, 2020. 18 с.

12. Рекомендации по применению предварительно напряженной арматуры и технологии подъемки железобетонных пролетных строений при ремонте и реконструкции мостов : утверждены распоряжением Росавтодора от 03.07.2000 № 136-р. Москва : Информавтодор, 2000. 105 с.

13. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы : актуализированная редакция СНиП 2.05.03–84* (с изменениями № 1, 2, 3) : утвержден приказом Министерства регионального развития Российской Федерации от 28.12.2009 № 822 : введен в действие с 20.05.2011. Москва : Стандартинформ, 2019. 346 с.

14. СП 46.13330.2012. Мосты и трубы : актуализированная редакция СНиП 3.06.04–91 (с изменениями № 1, 2, 3, 4) : утвержден приказом Министерства регионального развития Российской Федерации от 29.12.2011 № 635 : введен в действие с 01.01.2013. Москва : Стандартинформ, 2017. 146 с.

15. Научно-технический отчет по результатам обследований и приемочных испытаний законченного капитальным ремонтом моста р. Каменка по ул. Коровники в г. Сузdal / ООО «НИЦ “Мосты”». Москва, 2021. 97 с.

16. СП 79.13330.2012. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний : актуализированная редакция СНиП 3.06.07–86 : утвержден приказом Министерства регионального развития Российской Федерации от 30.06.2012 № 273 : введен в действие с 01.01.2013. Москва : Стандартинформ, 2012. 38 с.

17. ГОСТ Р 52748–2007. Дороги автомобильные общего пользования. Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения = Automobile roads of the general using. Standard loads, loading systems and clearance approaches : национальный стандарт Российской Федерации : утвержден и введен в действие Приказом Федерального агентства по техническому регулированию и метрологии от 24 сентября 2007 г. № 250-ст : введен впервые : дата введения 2008-01-01 / разработан ООО «Дорожный инженерный центр», Российской академией транспорта. Москва : Стандартинформ, 2008. 17 с.

References

1. Bridges will lead to a standard. *Transport of Russia*. June 23, 2022. (In Russ.). URL: <https://transportrussia.ru/razdely/transportnaya-infrastruktura/8923-mosty-privedut-k-normativu.html>.
2. Kazaryan V. Yu., Sakharova I. D. Why bridges are falling. *Journal Dorozhnaya derzhava*. 2019;(93):2–3. (In Russ.).
3. Kazaryan V. Yu. About methods of reinforcement and repair of bridges. Book of NPP SK MOST. Moscow; 2020. 14 p. (In Russ.).
4. Kazaryan V. Yu., Sakharova I. D., Chukhnov V. V., Reshetnikov V. G. Patent № 2640855 of the Russian Federation. The method of strengthening the bridge superstructure: No. 2016146815: application 29.11.2016, published from 12.01.2018. (In Russ.).
5. Kazaryan V. Yu., Sakharova I. D. Patent 2712984 of the Russian Federation. The method of strengthening the bridge structure with the dismantling of channel supports: No. 2019110685: application 10.04.2019, published from 03.02.2020.
6. Patent 2205914 of the Russian Federation. The method of widening the bridge structure: No. 2001131938/03: application 27.11.2001, published from 10.06.2003. Kazaryan V. Yu., Sakharova I. D. (In Russ.).

7. GOST 13840-68. Reinforcing steel ropes 1 × 7. Specifications: official edition: entered into force on 01.01.1969. State Committee for Standards of the USSR. Moscow; 2004. 12 p. (In Russ.).
8. GOST R 53772-2010. Reinforcing steel ropes, seven-wire, stabilized. Specifications: national standard of the Russian Federation: approved and put into effect by the Order of the Federal Agency for Technical Regulation and Metrology dated February 12, 2010 No. 17-st: introduced for the first time: introduction date 2011-01-01. Developed by the working group sing as part of the Association for Standardization, Certification, Quality Control of Products and Services (Association SCS), Severstal-Metiz, Beloretsk Iron and Steel Works, NIIZhB named after A. A. Gvozdeva. Moscow: Standartinform; 2010. 23 p. (In Russ.).
9. Conclusion on the results of bench tests of reinforced concrete beam structure reinforced with prestressed reinforcement. National Research Center “Bridges”. Moscow; 2019. 37 p. (In Russ.).
10. Kazaryan V. Yu. Overhaul of the bridge over the river Kamenka in Suzdal. *Journal of Development Region.* 2022;(5):2. (In Russ.).
11. Positive conclusion of the state expertise dated 31.03.2020. Overhaul of the bridge over the river Kamenka on Korovniki street in Suzdal. Adjustment State Autonomous Institution Vladoblgosekspertiza. Vladimir. 18 p. (In Russ.).
12. Recommendations on the use of prestressed reinforcement and technology for lifting reinforced concrete superstructures during the repair and reconstruction of bridges: Rosavtodor Order No. 136-r dated 03.07.2000. Moscow: Informavtodor; 2000. 105 p. (In Russ.).
13. SP 35.13330.2011. Bridges and pipes. Updated version of SNiP 2.05.03–84 (with amendments No. 1, 2, 3): approved by order of the Ministry of Regional Development of the Russian Federation dated December 28, 2009 No. 822: put into effect on May 20, 2011. Moscow: Standartinform; 2019. 346 p. (In Russ.).
14. SP 46.13330.2012. Bridges and pipes. Updated version of SNiP 3.06.04–91 (with amendments No. 1, 2, 3, 4): approved by order of the Ministry of Regional Development of the Russian Federation dated December 29, 2011 No. 635: put into effect on January 1, 2013. Moscow: Standartinform; 2017. 146 p. (In Russ.).
15. Scientific and technical report on the results of surveys and acceptance tests of the completed overhaul of the Kamenka River bridge on Korovniki Street in Suzdal. National Research Center “Bridges”. Moscow; 2021. 97 p. (In Russ.).
16. SP 79.13330.2012. Bridges and pipes. Rules for examinations and tests. Updated version of SNiP 3.06.07–86: approved by order of the Ministry of Regional Development of the Russian Federation dated 06.30.2012 No. 273: entered into force on 01.01.2013. Moscow: Standartinform; 2012. 38 p. (In Russ.).
17. GOST R 52748–2007. Automobile roads of the general using. Standard loads, loading systems and clearance approaches: national standard of the Russian Federation: approved and put into effect by the Order of the Federal Agency for Technical Regulation and Metrology dated September 24, 2007 No. 250-st: introduced for the first time: introduction date 2008-01-01. Developed by Road Engineering Center, Russian Academy of Transport. Moscow: Standartinform; 2008. 17 p. (In Russ.).

Информация об авторе

В. Ю. Казарян – генеральный директор ООО «НПП СК МОСТ», доктор транспорта Российской академии транспорта, действительный член Инженерной академии Армении, член Всероссийского общества изобретателей и рационализаторов, член международной ассоциации IABSE.

Information about the author

W. Yu. Kazaryan – General Director of NPP SK MOST, Doctor of Transport of the Russian Academy of Transport, Full Member of the Engineering Academy of Armenia, Member of the All-Russian Society of Inventors and Innovators, Member of the International Association IABSE.

Статья поступила в редакцию 10.04.2023; одобрена после рецензирования 09.06.2023; принята к публикации 31.07.2023.

The article was submitted 10.04.2023; approved after reviewing 09.06.2023; accepted for publication 31.07.2023.

Информация для авторов

1. Предоставляемый материал должен быть оригинальным, не опубликованным ранее в других печатных изданиях.

2. Статья предоставляется в электронном виде в форматах doc, docx или rtf и одновременно в бумажном виде, отпечатанном в формате А4 с полуторным интервалом (границы Times New Roman, кегль 14 pt; поля: верхнее и нижнее – 20, левое – 30, правое – 10 мм). Файл с текстом статьи должен быть назван фамилией автора (например: Иванов.doc).

3. Статья должна содержать:

- тип статьи (например, научная, обзорная, рецензия);
- УДК;
- название статьи;
- фамилию, имя и отчество каждого автора, место его работы/учебы, город, страну, ученую степень, звание, должность;
- аннотацию на русском и английском языках;
- ключевые слова на русском и английском языках;
- библиографический список на русском и английском языках.

4. Список источников составляется в порядке упоминания литературы в тексте и приводится в конце рукописи. Список должен содержать не менее 10 источников, из них собственных статей должно быть не более 30 %.

5. Графический материал должен быть выполнен в графических редакторах, поддерживающих векторную и растровую графику. Иллюстрации должны быть четкими, все подписи на рисунке должны хорошо читаться и иметь расшифровку. Если в тексте есть фотография, отсканированный рисунок, то они обязательно должны быть представлены также отдельным файлом в исходном графическом формате (например: jpeg, tiff).

6. Статья для опубликования в журнале и заявка отправляются по адресу: vestniksgups@sibgups.ru.

7. В редакцию представляются оригиналы документов: экспертное заключение о возможности опубликования статьи, статья и заявка.

8. Публикация статей в журнале бесплатная.

Более подробную информацию по вопросам опубликования статей и размещения другой информации в журнале можно найти на сайте издания.



www.stu.ru/science



vestniksgups@sibgups.ru



+7 383 328-04-36



630049, г. Новосибирск, ул. Дуси Ковальчук,
191, корп. 3, комн. 307



Главный редактор *А. Л. Манаков*
Заместитель главного редактора *А. Д. Абрамов*
Заместитель главного редактора *С. В. Карасев*
Ответственный секретарь *М. С. Галай*
Редактор перевода текста на английский язык *И. И. Степачкова*
Редакторы: *А. О. Елесина, Е. Е. Рыжкова*
Корректор *А. А. Игумнов*
Макет, верстка *Ю. В. Борцовой*
Дизайн обложки *А. С. Петренко*

Учредитель

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Сибирский государственный университет путей сообщения»

Адрес редакции

630049, Россия, Новосибирск, ул. Дуси Ковальчук, 191, корп. 3, комн. 307.
Телефон/факс: (383) 328-04-36.
E-mail: vestniksgups@sibgups.ru

Адрес издателя

630049, Россия, Новосибирск, ул. Дуси Ковальчук, 191.
Телефон/факс: (383) 328-03-81.
E-mail: bvu@stu.ru

Подписано в печать 20.09.2023. Дата выхода в свет 21.09.2023

Тираж 350 экз. Формат 60×84/8
Объем 12,2 уч.-изд. л., 13,25 усл.-печ. л. Заказ № 3850

Цена свободная

Отпечатано в издательстве СГУПС.
630049, Новосибирск, ул. Дуси Ковальчук, 191
Тел. (383) 328-03-81; e-mail: bvu@stu.ru



Издательство Сибирского государственного
университета путей сообщения

ISSN 1815-9265
Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения
2023. № 3 (66). 1–106